Prof. ing. DAN D. MATEESCU

CONSTRUCȚII METALICE SPECIALE

INSTITUTUL POLITEHNIC CLUJ
BIBLIOTECA
INSTITUTUL POLITEHNIC CLUJ
INTRAT BIBL. Nr. 26918 1956
VERIFICAT 2002

EDITURA TEHNICĂ
BUCUREȘTI 1956

INSTITUTUL POLITEHNIC
BIBLIOTECA
CLUJ

PREFAȚĂ

Apariția unei cărți tehnice în limba romînă a devenit în anii din urmă un eveniment obișnuit. Editurile noastre au reușit să acopere foarte multe domenii tehnice cu lucrări bune de specialitate. Un domeniu în care a lipsit pînă acum o carte de nivel superior a fost acel al construcțiilor metalice speciale.

Lucrarea de față a profesorului ing. Dan Mateescu umple acest gol în literatura romînească de specialitate. Autorul s-a angajat să scrie o lucrare care să cuprindă capitolele despre construcțiile metalice speciale, cu subiecte tratate pînă în prezent mai mult în reviste și monografii, unele privite sub aspectul considerațiilor unilaterale teoretice, altele sub aspectul celor practic-constructive.

In lucrarea de față, autorul a reușit să îmbine în tratarea problemelor latura teoretică cu aceea practic-constructivă la un nivel tehnic ridicat, dînd alături de soluțiile teoretice matematic riguroase și îndrumările necesare practic-constructive, indispensabile la realizarea construcțiilor tratate.

Lucrarea profesorului ing. D. Mateescu tratează capitolele: Stîlpi metalici pentru linii aeriene de transport de energie electrică; Turnuri și piloni pentru antene de radio; Turnuri de extracție; Turle de foraj; Rezervoare; Gazometre; Conducte metalice și buncăre metalice. Toate aceste domenii sînt importante pentru inginerii constructori, iar unele au o importanță deosebită pentru industria din Republica Populară Romînă.

Domeniul pe care îl cuprinde titlul cărții: „Construcții metalice speciale" este foarte vast. Autorul, care activează în acest domeniu, și-a dat seama de dificultatea prezentării echilibrate a diferitelor capitole sub diverse aspecte în spațiul disponibil și în consecință a căutat să expună materialul într-o formă adecvată, astfel încît să constituie un îndreptar pentru orientarea inginerilor în munca de concepție în proiectare și execuție și un ghid pentru studenții ingineri în formarea lor profesională de specialitate. Asupra detaliilor cititorul trebuie să se documenteze din literatura de specialitate.

Citind cartea prof. D. Mateescu rămîi cu satisfacția că și-a atins scopul pe care l-a urmărit.

Prezentarea lucrării este îngrijită și la un nivel superior. La tratarea materiei, în cele opt capitole, autorul a ținut seamă atît de calculele moderne cît și de realizările recente în domeniile respective.

La redactarea lucrării autorul a avut în vedere standardele și normele românești și străine. In lipsă de norme oficiale românești și străine, cum este cazul în materialul tratat la capitolul II „Turnuri și piloni pentru antene de radio", autorul indică prevederile semioficiale străine și recomandările autorilor din literatură.

Se dau date constructive pentru conceperea formei construcțiilor, încărcările, se indică calculul eforturilor și mersul dimensionării elementelor și a fundațiilor precum și îndrumările pentru montarea și demontarea construcțiilor. Textul este completat cu multe tabele numerice necesare calculelor statice și de rezistență și cu numeroase figuri deosebit de clare.

Un ajutor pentru cititori — în special pentru studenți — îl constituie exemplele de calcul judicios alese.

Expunerile sînt clare, lucrarea se citește ușor și poartă amprenta unui pedagog erudit, a unui proiectant rutinat și a unui inginer cu o vastă experiență practică. Lucrarea o recomand tuturor acelora, care prin natura preocupării lor au nevoie de o carte bună de construcții metalice speciale.

Prof. dr. ing. ȘT. NĂDĂȘAN
membru corespondent al Academiei R.P.R.

PARTEA INTII

STÎLPI, TURNURI ȘI PILONI PENTRU DIFERITE SUSȚINERI

CAPITOLUL I

STÎLPI METALICI PENTRU LINII AERIENE DE TRANSPORT DE ENERGIE ELECTRICĂ

I. 1. GENERALITĂȚI

Producerea energiei electrice în centrale hidroelectrice, amplasate de obicei la distanțe mari față de consumatori, sau în centrale termoelectrice, care sînt așezate în apropierea minelor, a ridicat problema transportului de energie electrică la distanțe mari. Aceeași problemă a fost ridicată și de dezvoltarea mare industrială, care necesită cantități mari de energie și pe cît posibil de la mai multe surse, pentru a avea asigurată continuitatea exploatării.

Rezolvarea problemei s-a găsit prin construirea unei rețele de linii aeriene de transport de energie electrică, care traversează teritoriul național și în multe cazuri chiar îl depășesc.

Prescripțiile din STAS R 1444-50 împart liniile de transport de energie electrică, după importanța lor, în trei categorii.

— *Liniile de categoria I* sînt linii de înaltă tensiune, care transportă puteri mari sau deservesc localități și industrii importante cu servicii continue.

— *Liniile de categoria II* sînt linii de înaltă tensiune care transportă puteri mici, sau care deservesc localități și industrii de o importanță redusă și liniile de distribuție de înaltă tensiune.

— *Liniile de catogeria III* sînt linii de joasă tensiune.

Elementele unei linii aeriene de transport de energie electrică sînt:

— conductorii;
— izolatorii și armăturile;
— stîlpii și consolele;
— fundațiile.

I. 2. CONDUCTORII

Se deosebesc conductori activi, care servesc la transportul energiei electrice și conductori de protecție destinați a proteja linia aeriană împotriva descărcărilor atmosferice.

Materialele ale căror calități electrice și mecanice le fac corespunzătoare pentru executarea conductorilor sînt: cuprul și aliajele de cupru, aluminiul și aliajele de aluminiu, oțelul și funii combinate din oțel cu unul din materialele arătate mai sus, în special cu aluminiul.

Cuprul are o foarte bună conductibilitate și o rezistență mecanică suficient de mare, încît este un material indicat pentru solicitări și deschideri mai mici. Greutatea specifică mare cauzează însă stîlpi grei, precum și greutăți mari de transportat la șantier. Ca un dezavantaj în plus trebuie subliniată lipsa de cupru.

Bronzul este un aliaj al cuprului cu cositor și siliciu. Are o rezistență mecanică sporită, însă o conductibilitate mai redusă ca a cuprului. Din aceleași motive arătate la cupru, bronzurile se întrebuințează rar ca material pentru conductori. Se folosesc conductori din bronz mai ales pentru acoperirea deschiderilor mari la liniile la care în deschiderile normale conductorii sînt executați din cupru.

Aluminiul. O bună conductibilitate, greutatea specifică foarte mică și rezistența mare contra coroziunii în aer, fac ca aluminiul, în special în Europa, să fie un material de bază pentru executarea conductorilor. Aluminiul trebuie să fie cît mai curat posibil. Elementele străine ca: Fe, Cu, Si, Zn împreună nu trebuie să depășească 0,5%.

Aldreyul. Este un aliaj de aluminiu cu 0,6% siliciu, 0,4% magneziu și 0,3% fier. La o conductibilitate sensibil egală și la aceeași greutate specifică, are față de aluminiu o rezistență mecanică cu 100% mai mare. Ca și la aluminiu, sîrmele se acoperă cu un strat fin de oxid de aluminiu, care protejază conductorul contra coroziunii.

Oțelul are o conductibilitate redusă, în schimb prezintă rezistență mecanică superioară, limita de rupere, prin majorarea procentului de carbon, putînd fi ridicată pînă la 150—160 kg/mm². Sîrmele de oțel trebuie zincate, pentru a fi protejate contra coroziunii în aer.

Oțelul-aluminiu. Printr-o combinație între cele două metale, oțel și aluminiu, se poate influența rezistența mecanică și conductibilitatea electrică a ansamblului. Deși cele două metale au alungiri elastice și alungiri specifice din temperatura diferite, totuși, din cauza forțelor de frecare care apar între diferitele sîrme prin înfășurare, conductorul în ansamblu se comportă ca dintr-un material omogen.

Însemnînd cu n raportul dintre secțiunea de aluminiu și secțiunea de oțel,

$$n = \frac{A_{al}}{A_{ol}} \tag{1.1}$$

se obține greutatea specifică a ansamblului:

$$A_f = A_{al} + A_{ol}; \tag{1.2}$$

$$\gamma_f = \frac{A_{al} \cdot \gamma_{al} + A_{ol} \cdot \gamma_{ol}}{A_f} = \frac{n \cdot \gamma_{al} + \gamma_{ol}}{n+1}. \tag{1.3}$$

Din condiția că efortul în conductor trebuie să fie egal cu suma eforturilor dezvoltate în cele două materiale, obținem expresia modulului de elasticitate ideal al ansamblului. Avem:

$$\sigma_f \cdot A_f = \sigma_{al} \cdot A_{al} + \sigma_{ol} \cdot A_{ol}. \tag{1.4}$$

Introducînd relațiile:

$$\frac{\sigma_f}{E_f} = \frac{\sigma_{al}}{E_{al}} = \frac{\sigma_{ol}}{E_{ol}} \tag{1.5}$$

se obține:

$$E_f = \frac{A_{al} \cdot E_{al} + A_{ol} \cdot E_{ol}}{A_{al} + A_{ol}} = \frac{n \cdot E_{al} + E_{ol}}{n+1}. \tag{1.6}$$

Coeficientul de dilatare termică ideal al ansamblului se stabilește din condiția de egalitate a eforturilor, care apar în cele două materiale, cînd în conductorul neîncărcat se produce o variație de temperatură Δt. Avem:

$$(\alpha_{al} - \alpha_f)\,\Delta t \cdot E_{al} \cdot A_{al} = -(\alpha_{ol} - \alpha_f)\,\Delta t \cdot E_{ol} \cdot A_{ol}, \tag{1.7}$$

de unde rezultă:

$$\alpha_f = \frac{\alpha_{al} \cdot A_{al} \cdot E_{al} + \alpha_{ol} \cdot A_{ol} \cdot E_{ol}}{A_{al} \cdot E_{al} + A_{ol} \cdot E_{ol}} = \frac{n \cdot \alpha_{al} \cdot E_{al} + \alpha_{ol} \cdot E_{ol}}{n \cdot E_{al} + E_{ol}}. \tag{1.8}$$

În tabela 1 sînt date după STAS R 1531-50, pentru diferitele materiale, caracteristicile medii care interesează dimensionarea conductorilor.

Tabela 1

Caracteristicile medii ale conductorilor

Materialul conductorilor	Rezistivitatea la +20°C $\frac{\Omega\,mm^2}{m}$	Conductibilitatea la +20°C $\frac{m}{\Omega mm^2}$	Coeficientul de temperatură al rezistenței pentru 1°C	Greutatea specifică $\frac{kg}{cm^3}$	Coeficientul de dilatație termică pentru 1°C	Modulul de elasticitate $\frac{kg}{mm^2}$	Rezistența de durată $\frac{kg}{mm^2}$	Rezistența la rupere $\frac{kg}{mm^2}$
Cupru	0,01768	56	0,00393	$8{,}9 \cdot 10^{-3}$	$17 \cdot 10^{-6}$	$1{,}3 \cdot 10^{4}$	30	40
Bronz A pentru conduct. electric	—	—	0,004	$8{,}9 \cdot 10^{-3}$	$17 \cdot 10^{-6}$	$1{,}3 \cdot 10^{4}$	40	50
Bronz B pentru conduct. electric	—	—		$8{,}65 \cdot 10^{-3}$	$16{,}6 \cdot 10^{-6}$	$1{,}3 \cdot 10^{4}$	50	60
Bronz C pentru conduct. electric	0,0248	35,4					62	70
Aluminiu	0,0294	34		$2{,}7 \cdot 10^{-3}$	$23 \cdot 10^{-6}$	$0{,}56 \cdot 10^{4}$	12	16
Aldrey	0,0333	30	0,0036			$0{,}6 \cdot 10^{4}$	24	30
Oțel A pentru conduct. electric	—	—	0,0052	$7{,}8 \cdot 10^{-3}$	$12{,}3 \cdot 10^{-6}$	$1{,}92 \cdot 10^{4}$	32	40
Oțel B pentru conduct. electric	—	—			$11 \cdot 10^{-6}$	$1{,}96 \cdot 10^{4}$	56	70
Oțel C pentru conduct. electric	—	—				$2{,}00 \cdot 10^{4}$	90	120
Oțel D pentru conduct. electric	—	—					110	150
Oțel aluminiu 1:6	0,0294	34	0,004	$3{,}45 \cdot 10^{-3}$	$19{,}5 \cdot 10^{-6}$	$0{,}75 \cdot 10^{4}$	20	—
Oțel aluminiu 1:4				$3{,}72 \cdot 10^{-3}$	$20{,}6 \cdot 10^{-6}$	$0{,}85 \cdot 10^{4}$	24	—

Conductorii pot fi executați în următoarele forme:

a) *Conductori unifilari* care sînt folosiți în cazul secțiunilor și deschiderilor mici. Prescripțiile STAS R 1531-50 fac următoarele restricții privind întrebuințarea conductorilor unifilari; nu se admite folosirea conductorilor unifilari pentru deschideri mai mari de 70 m; nu se admit conductori unifilari executați din aluminiu și aliaje de aluminiu și pentru linii de categoria

I și II executați din oțel; nu sînt admiși conductori unifilari din cupru sau din aliaje de cupru cu o secțiune mai mare de 16 mm².

b) *Conductori multifilari* care sînt executați sub formă de funie din sîrme dintr-un material bun conducător de electricitate (fig. 1, *a*) sau din sîrme de oțel și dintr-un material bun conducător (fig. 1, *b*). Conductorii sub formă de funie, monometalici sau bimetalici, pe lîngă o rezistență sporită, datorită omogenității și prelucrării, au o mai mare flexibilitate, ceea ce este foarte important pentru montaj și pentru comportarea conductorului în exploatare.

c) *Sub formă tubulară.* Această formă este indicată pentru tensiuni de la 220 kV în sus. Astfel de linii necesită un diametru mare de conductor (25—30 mm); secțiunea plină devine nerațională și neeconomică, deoarece satisfacerea indicilor electrici ai rețelei nu necesită o secțiune atît de mare. Conductorul tubular poate fi executat în două forme:

— format din două sau mai multe straturi de sîrme sau profile speciale, răsucite în sens invers. Acestea alcătuiesc peretele tubului și sînt rezemate pe un element de susținere, care poate fi o platbandă răsucită (fig. 1, *c*) sau o spirală din sîrmă (fig. 1, *d*);

— format dintr-un singur strat de profile speciale, fără element de susținere, profilele prinzîndu-se unele în altele prin lambă și uluc (fig. 1, *e*).

I. 2.1. Calculul conductorilor

Rezistențele admisibile se stabilesc în funcție de rezistența la rupere a materialului, considerîndu-se un coeficient de siguranță minim de:

— 2,5 pentru conductorii unifilari;

— 2,0 pentru conductorii multifilari și cei de protecție.

Coeficienții de siguranță se majorează la:

— 3,75 pentru conductorii unifilari;

— 3,0 pentru conductorii multifilari și cei de protecție, în cazul trecerii liniei prin regiuni locuite și în deschiderile de traversare a unor căi de comunicație importante. În aceste cazuri secțiunea minimă a conductorului este de 35 mm², în cazul conductorilor de aluminiu și de 16 mm², cînd conductorul este executat din alte metale.

Săgeata cu care se montează conductorul trebuie astfel determinată, ca în nici una din următoarele ipoteze de încărcare rezistențele admisibile în conductor să nu fie depășite;

— I p o t e z a „*a*". La temperatura de —5 °C, intervenind greutatea proprie a conductorului, încărcarea cu polei și eventual presiunea vîntului;

— I p o t e z a „*b*". La temperatura de —30 °C, luînd în considerație numai greutatea proprie a conductorului;

— I p o t e z a „*c*". Săgeata trebuie să fie verificată și la temperatura maximă din timpul verii, intervenind și în acest caz numai greutatea proprie a conductorului. Ca temperatură maximă, după prescripțiile STAS R 1833-50 se consideră:

+50 °C pentru regiunea B (sudul Olteniei, Munteniei și Dobrogei);
+40 °C pentru regiunea A, (restul țării).

Încărcarea cu polei, conform prescripțiilor STAS R 1832-50, în funcție de categoria liniei și de regiune se ia din tabela 2, considerîndu-se pentru polei o greutate specifică aparentă de 0,9 kg/dcm³.

Prin regiunea I se înțelege Oltenia, Muntenia, Dobrogea și Moldova, iar prin regiunea II, restul țării.

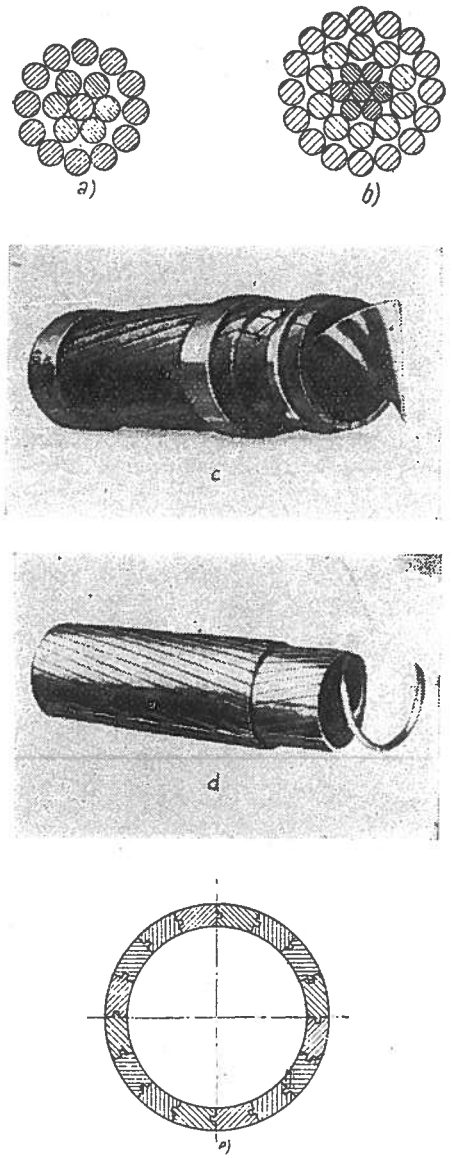


Fig. 1. Tipuri de conductori:
a — conductor multifilar monometalic; *b* — conductor multifilar bimetalic; *c* — conductor tubular cu platbandă răsucită; *d* — conductor tubular cu spirală din sîrmă; *e* — conductor tubular din profile speciale.

Tabela 2

Incărcarea cu polei

Categoria liniei	Grosimea stratului de polei, în cm	
	Regiunea I	Regiunea II
I	2,0	1,7
II	1,7	1,3
III	1,7	1,3

Conform STAS R 1 833-50, pentru presiunea vîntului pe conductor se ia:
30 kg/m² pentru linii de categoria I;
15 kg/m² pentru linii de categoriile II și III.

Pentru simplificarea calculelor se lucrează cu încărcări specifice, încărcările în kilograme fiind raportate la unitatea de lungime (metrul) și la unitatea de secțiune a conductorului (milimetrul pătrat).

Conductorul se consideră ca un fir flexibil, incapabil de a prelua momente de încovoiere (ceea ce este riguros valabil, dacă avem în vedere distanța foarte mare între punctele de susținere și secțiunea mică a conductorului) și încărcat uniform pe toată lungimea lui.

Din această situație vor rezulta în conductor numai eforturi de întindere, iar axa conductorului se va așeza după o curbă cunoscută sub numele de curba lănțișorului (cosinus hiperbolic).

Asupra unui element infinitesimal din conductor, (fig. 2), de lungime ds, vor acționa forțele de întindere S_1 și S_2, dirijate după tangentele în punctele 1 și 2, precum și o forță verticală $g \cdot ds$. reprezentînd greutatea elementului.

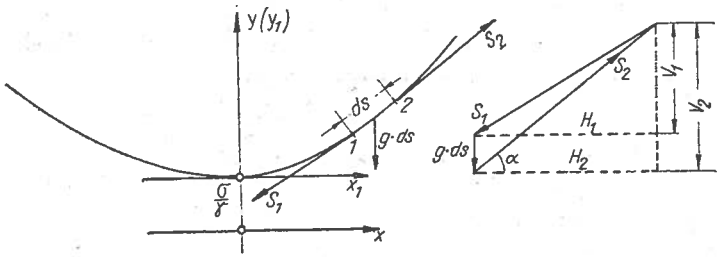


Fig. 2. Schemă de calcul.

Din condiția de echilibru $\Sigma X = O$, rezultă:

$$H_1 = H_2, \tag{1.9}$$

adică componenta orizontală a tracțiunii este constantă pentru orice punct al curbei.

Din condiția $\Sigma Y = O$, rezultă:

$$V_2 - V_1 = dV = g \cdot ds \tag{1.10}$$

sau

$$\frac{dV}{dx} = g\frac{ds}{dx} = g\frac{\sqrt{dx^2+dy^2}}{dx} = g\sqrt{1+\left(\frac{dy}{dx}\right)^2}. \tag{1.11}$$

Din triunghiul dreptunghic avem însă:

$$V = H \cdot \operatorname{tg}\alpha = H\frac{dy}{dx}, \tag{1.12}$$

de unde:

$$\frac{dV}{dx} = H\frac{d^2y}{dx^2} = g\sqrt{1+\left(\frac{dy}{dx}\right)^2}, \tag{1.13}$$

sau împărțind la secțiunea conductorului, se obține:

$$\sigma\frac{d^2y}{dx^2} = \gamma\frac{ds}{dx} = \gamma\sqrt{1+\left(\frac{dy}{dx}\right)^2}. \tag{1.14}$$

Pentru a integra se face substituirea: $\frac{dy}{dx} = u$.

Avem:

$$\sigma\frac{du}{dx} = \gamma\sqrt{1+u^2}$$

sau:

$$\sigma\frac{du}{\sqrt{1+u^2}} = \gamma \cdot dx. \tag{1.15}$$

Integrînd se obține:

$$\sigma \cdot \ln\left(u+\sqrt{1+u^2}\right) = \gamma \cdot x + C_1. \tag{1.16}$$

Din condiția: pentru $x=O$, tangenta trebuie să fie orizontală, adică $u=O$; rezultă $C_1 = O$.

Prin transformarea logaritmului se obține:

$$u+\sqrt{1+u^2} = e^{\frac{\gamma \cdot x}{\sigma}}$$

și rezolvind după u, rezultă:

$$u = \frac{dy}{dx} = \frac{1}{2}\left(e^{\frac{\gamma\cdot x}{\sigma}} - e^{-\frac{\gamma\cdot x}{\sigma}}\right) = \operatorname{sh}\frac{\gamma\cdot x}{\sigma}. \tag{1.17}$$

Integrînd încă odată, rezultă:

$$y = \frac{\sigma}{\gamma}\operatorname{ch}\frac{\gamma\cdot x}{\sigma} + C_2. \tag{1.18}$$

Pentru ca constanta C_2 să se anuleze, alegem pentru $x=O$, $y=\frac{\sigma}{\gamma}$, deci axa x va fi paralelă cu tangenta în vîrful curbei, la distanța $\frac{\sigma}{\gamma}$ de aceasta.

Față de acest sistem de axe, ecuația curbei va fi:

$$y = \frac{\sigma}{\gamma}\operatorname{ch}.\frac{\gamma\cdot x}{\sigma}. \tag{1.19}$$

Prin dezvoltarea în serie, se obține:

$$y = \frac{\sigma}{\gamma}\left[1+\left(\frac{\gamma\cdot x}{\sigma}\right)^2\frac{1}{2!}+\left(\frac{\gamma\cdot x}{\sigma}\right)^4\cdot\frac{1}{4!}+\ldots.\right] \tag{1.20}$$

și neglijînd termenii de ordin superior, rămîne:

$$y=\frac{\sigma}{\gamma}\left[1+\left(\frac{\gamma\cdot x}{\sigma}\right)^2\frac{1}{2!}\right]. \tag{1.21}$$

Dacă ne raportăm la un sistem de axe de coordonate, la care axa x este tangentă la vîrful curbei, se obține:

$$y_1=y-\frac{\sigma}{\gamma}=\frac{\gamma x^2}{\sigma}\cdot\frac{1}{2}. \tag{1.22}$$

Aceasta este ecuația unei parabole, iar pentru $x_1=\frac{l}{2}$ vom avea:

$$y_1\left(x_1=\frac{l}{2}\right)=\frac{\gamma l^2}{8\sigma}=f. \tag{1.23}$$

La același rezultat ajungem și direct, dacă presupunem că greutatea este uniform repartizată pe deschiderea l și nu pe curbă. Așa cum rezultă din figura 3, făcînd secțiunea în mijloc și scriind $\sum M=O$ față de reazemul A, se obține:

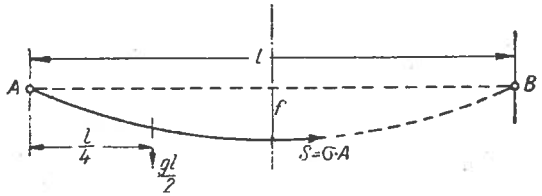


Fig. 3. Conductor cu punctele de susținere de nivel.

$$\sigma\cdot A\cdot f=\frac{gl}{2}\frac{l}{4},$$

de unde:

$$f=\frac{gl^2}{A\cdot 8\sigma}=\frac{\gamma l^2}{8\sigma}.$$

Acest calcul aproximativ este admisibil pentru cazul deschiderilor mici și medii. În cazul deschiderilor mari, pentru calculul săgeților va trebui să folosim formula exactă 1.19.

Lungimea arcului de curbă se obține din ecuația 1.14; γ și σ fiind constante, se poate integra și rezultă:

$$\sigma\frac{dy}{dx}=\gamma\cdot s+C. \tag{1.24}$$

Dacă lungimea arcului se măsoară plecînd de la vîrful curbei, avînd în vedere că pentru $x=O$, $\frac{dy}{dx}=O$, rezultă $C=O$.

Introducînd pentru $\frac{dy}{dx}$ expresia găsită (1.17) avem:

$$s=\frac{\sigma}{\gamma}\cdot\operatorname{sh}\frac{\gamma\cdot x}{\sigma}. \tag{1.25}$$

Dezvoltînd în serie, lungimea conductorului măsurată de la originea O pînă la un punct oarecare $M(x, y)$, va fi:

$$s=\frac{\sigma}{\gamma}\left[\frac{\gamma\cdot x}{\sigma}+\left(\frac{\gamma\cdot x}{\sigma}\right)^3\frac{1}{3!}+\left(\frac{\gamma\cdot x}{\sigma}\right)^5\frac{1}{5!}+\dots\right] \tag{1.26}$$

sau neglijînd termenii de ordin superior, se obține:

$$s=x+\frac{\gamma^2\cdot x^3}{6\sigma^2} \tag{1.27}$$

ceea ce echivalează cu lungimea unei jumătăți de arc de parabolă. Lungimea totală a arcului va fi:

$$s=2\left(\frac{l}{2}+\frac{\gamma^2\cdot l^3}{48\sigma^2}\right)=l+\frac{\gamma^2\cdot l^3}{24\sigma^2} \tag{1.28}$$

sau introducînd relația (1.23):

$$s=l\left(1+\frac{8f^2}{3l^2}\right). \tag{1.29}$$

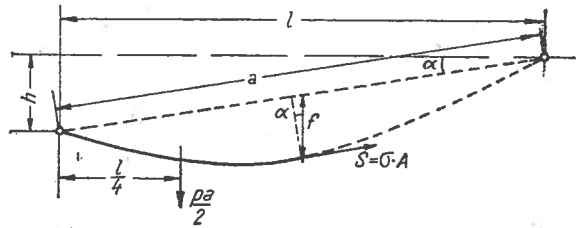


Fig. 4. Conductor cu punctele de susținere denivelate.

Pentru cazul mai general, cînd cele două puncte de susținere ale conductorului sînt denivelate, făcînd aceeași aproximație, că încărcarea este uniform repartizată pe coarda curbei, așa cum rezultă din fig. 4, vom avea:

$$A\cdot\sigma\cdot f\cdot\cos\alpha=\frac{p\cdot a}{2}\frac{l}{4}=\frac{p\cdot a\cdot l}{8}. \tag{1.30}$$

Introducînd: $p=A\cdot\gamma$ și $l=a\cdot\cos\alpha$,

rezultă: $$A\cdot\sigma\cdot f\cdot\cos\alpha=\frac{A\cdot\gamma\cdot a^2\cos\alpha}{8}$$

și $$f=\frac{\gamma\cdot a^2}{8\sigma}, \tag{1.31}$$

iar lungimea curbei între cele două puncte de susținere:

$$s=a\left(1+\frac{8f^2\cdot\cos^2\alpha}{3a^2}\right). \tag{1.32}$$

Sub influența încărcării și a temperaturii se produce o deformație a conductorului. Dacă se neglijează, mai întîi, încărcarea și temperatura, considerînd conductorul fără efort, prin faptul că el este așezat după o curbă a cărei lungime rezultă din expresia (1.32), și admițînd că lungimea nedeformată a conductorului este egală cu distanța inițială dintre punctele de sus-

ținere, înseamnă că unul din punctele de susținere se va apropia de celălalt, considerat fix, cu lungimea Δa_f.

$$\Delta a_f = a - s = -\frac{8}{3}\frac{f^2\cos^2\alpha}{a} = -\frac{\gamma^2 \cdot a^3 \cdot \cos^2\alpha}{24\cdot\sigma^2}. \qquad (1.33)$$

Luînd în considerație încărcarea, care produce în conductor efortul de întindere $S=\sigma\cdot A$, conductorul se va alungi și punctul de susținere se va deplasa cu:

$$\Delta a_e = \varepsilon\cdot a = \frac{\sigma}{E}\cdot a. \qquad (1.34)$$

In calculul acestei deplasări s-a făcut aproximația, admisibilă pentru cazul deschiderilor mici și mijlocii, că efortul specific este constant și egal cu solicitarea din punctul inferior al curbei.

In sfîrșit, admițînd o variație de temperatură t față de temperatura de montaj t_m, rezultă o deplasare:

$$\Delta a_t = \alpha_t\cdot a(t-t_m). \qquad (1.35)$$

Deplasarea totală va fi așadar:

$$\Delta a = \Delta a_f + \Delta a_e + \Delta a_t = -\frac{\gamma^2\cdot a^3\cos^2\alpha}{24\cdot\sigma^2} + \frac{\sigma}{E}\cdot a + \alpha_t\cdot a\cdot(t-t_m). \qquad (1.36)$$

Pentru o anumită situație de încărcare cu γ_0, σ_0 și t_0, avem:

$$\Delta a_0 = -\frac{\gamma_0^2\cdot a^3\cdot\cos^2\alpha}{24\,\sigma_0} + \frac{\sigma_0}{E}\cdot a + \alpha_t\cdot a\cdot(t_0-t_m). \qquad (1.37)$$

Dacă trecem acum de la starea γ_0, σ_0, t_0 la γ, σ, t, vom avea:

$$\Delta a - \Delta a_0 = -\frac{a^3\cdot\cos^2\alpha}{24}\left[\left(\frac{\gamma}{\sigma}\right)^2 - \left(\frac{\gamma_0}{\sigma_0}\right)^2\right] + \frac{a}{E}(\sigma-\sigma_0) + \alpha_t a(t-t_0). \qquad (1.38)$$

Considerînd punctul de susținere fix, va trebui ca

$$\Delta a - \Delta a_0 = 0$$

de unde se obține ecuația de bază pentru calculul conductorilor:

$$\frac{a^3\cdot\cos^2\alpha}{24}\left[\left(\frac{\gamma}{\sigma}\right)^2 - \left(\frac{\gamma_0}{\sigma_0}\right)^2\right] + \frac{a}{E}(\sigma_0-\sigma) + \alpha_t\quad a(t_0-t) = 0 \qquad (1.39)$$

$$\frac{a^2\cdot\cos^2\alpha}{24}\left[\left(\frac{\gamma}{\sigma}\right)^2 - \left(\frac{\gamma_0}{\sigma_0}\right)^2\right] + \frac{1}{E}(\sigma_0-\sigma) + \alpha_t(t_0-t) = 0. \qquad (1.39a)$$

In această ecuație, plecînd de la o anumită stare γ_0, σ_0 și t_0, se poate calcula pentru o altă ipoteză de încărcare γ și t, efortul specific în conductor σ și cu acesta, din formula (1.31) săgeata corespunzătoare.

Din cele două ipoteze de încărcare „a" și „b", se poate deduce așa numita deschidere critică, caracteristică unui anumit material.

1. I p o t e z a „a". Intervine: greutatea proprie a conductorului, încărcarea cu polei, încărcarea din vînt și temperatură —5 °C, deci:

$$\gamma_0 = \sqrt{(\gamma_g+\gamma_z)^2+\gamma_v^2} = \gamma_q$$

$$t_0 = -5^0C = t_1$$

$$\sigma_0 = \sigma_{max}$$

2. I p o t e z a „b". Intervine: greutatea proprie a conductorului și temperatura —30 °C.

$$\gamma = \gamma_g;$$

$$t = -30°C = t_2;$$

$$\sigma = \sigma_{max}.$$

Introducînd aceste valori în formula 1.39, se obține:

$$\frac{a^2\cdot\cos^2\alpha}{24}\cdot\frac{\gamma_g^2-\gamma_q^2}{\sigma_{max}^2} + \alpha_t(t_1-t_2) = 0,$$

de unde:

$$a\cdot\cos\alpha = l_{cr} = \sigma_{max}\cdot\sqrt{\frac{24\,\alpha_t(t_1-t_2)}{\gamma_q^2-\gamma_g^2}}. \qquad (1.40)$$

Cu $t_1 = -5$ °C și $t_2 = -30$ °C, se obține:

$$l_{cr} = \sigma_{max}\cdot\sqrt{\frac{600\cdot\alpha_t}{\gamma_q^2-\gamma_g^2}}. \qquad (1.41)$$

Dacă $l > l_{cr}$, hotărîtoare va fi ipoteza de încărcare a.

Dacă $l < l_{cr}$, hotărîtoare va fi ipoteza de încărcare b.

Exemplul 1. 1.

D a t e: *linie de categoria I, aflată în regiunea I; deschiderea de 250 m, punctele de suspensie de nivel.*

Conductorii sînt executați din cupru, cu secțiunea nominală de 120 mm² și diametrul de 14 mm.

Din tabela 1 rezultă:

$\gamma_g = 0{,}0089$ kg/cm³; $E = 1{,}3\cdot10^6$ kg/cm²; $\alpha_t = 17\cdot10^{-6}$;

$$\sigma_{max} = \frac{40}{2} = 20\ \text{kg/mm}^2 = 2\,000\ \text{kg/cm}^2.$$

a) Încărcarea cu polei. Conform tabelei 2, grosimea stratului de polei este de 2 cm. Greutatea poleiului rezultă:

$$V = \frac{\pi}{4}[(d+26)^2-d^2] = \pi b(d+b) = 3{,}14\times2\times3{,}4 = 21{,}4\ \text{cm}^3,$$

$$\gamma_z = \frac{0{,}0214\times0{,}9}{1\times1{,}2} = 0{,}0160\ \text{kg/cm}^3.$$

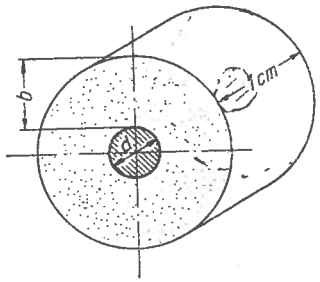


Fig. 5. Încărcarea conductorului cu polei.

Greutatea proprie plus polei: $\gamma_g+\gamma_z = 0{,}0249$ kg/cm³.

b) Presiunea vîntului este de 30 kg/m².

Suprafața bătută de vînt, pe metru liniar:

$$A_v = 0{,}054\ \text{m}^2;$$

$$\gamma_v = \frac{0{,}054\times30}{100\times1{,}2} = 0{,}0135\ \text{kg/cm}^3.$$

Încărcarea specifică totală, rezultă:

$$\gamma_q = \sqrt{0{,}0249^2+0{,}0135^2} = 0{,}0283\ \text{kg/cm}^3.$$

Deschiderea critică rezultă din formula 1.41:

$$l_{cr}=2\,000\sqrt{\frac{600\times17\times10^{-6}}{0{,}0283^2-0{,}0089^2}}=7\,500\ \text{cm}.$$

Deschiderea fiind mai mare decît deschiderea critică, va interveni ipoteza de încărcare *a*.

Săgeata maximă a conductorului se va produce sau în ipoteza de încărcare „*a*" sau în ipoteza „*c*". Deoarece ne interesează săgeata în pianul vertical şi nu după direcţia γ_q, va trebui să calculăm săgeata în cazul ipotezei „*a*", însă fără a ţine seama de acţiunea vintului, deoarece această săgeată este mai mare decît componenta verticală a săgeţii în cazul încărcării cu γ_q. Conform ecuaţiei (1.39) se poate scrie:

$$\frac{25\,000^2}{24}\left(\frac{\gamma^2}{\sigma^2}-\frac{0{,}0283^2}{2\,000^2}\right)+\frac{2\,000-\sigma}{1{,}3\times10^6}+17\times10^{-6}(-5-t)=0.$$

Impărţind cu 17.10^{-6}, se obţine:

$$1{,}53\times10^{12}\,\frac{\gamma^2}{\sigma^2}-0{,}0452\,\sigma-221{,}5-t=0. \qquad (1.42)$$

1. Ipoteza „*a*" alternativa fără vînt.

Inlocuind în (1.42) cu:

$$\gamma=0{,}0249\ \text{kg/cm}^3;\quad t=-5°\text{C}$$

se obţine:

$$1{,}53\times10^{12}\times0{,}0249^2\,\frac{1}{\sigma^2}-0{,}0452\,\sigma-216{,}5=0$$

sau:

$$948\,000\,000\,\frac{1}{\sigma^2}-0{,}0452\,\sigma-216{,}5=0,$$

de unde:

$$\sigma=1\,790\ \text{kg/cm}^2.$$

Săgeata conductorului, conform (1.31) unde $a=l$ este:

$$f=\frac{\gamma\cdot l^2}{8\,\sigma}=\frac{0{,}0249\times25\,000^2}{8\times1790}=1\,087\ \text{cm}$$

2. Alternativa cu vînt.

Săgeata conductorului:

$$f_q=\frac{0{,}0283\times25\,000^2}{8\times2\,000}=1\,105\ \text{cm},$$

iar proiecţia verticală a săgeţii:

$$f_{qv}=1\,105\,\frac{0{,}0249}{0{,}0283}=972\ \text{cm}<1\,087\ \text{cm}.$$

3. Ipoteza „*c*".

Inlocuind cu:

$$\gamma=0{,}0089\ \text{kg/cm}^3;\quad t=+50\,°\text{C};$$

$$1{,}53\times10^{12}\times0{,}0089^2\,\frac{1}{\sigma^2}-0{,}0452\cdot\sigma-271{,}5=0,$$

$$121\,191\,300\,\frac{1}{\sigma^2}-0{,}0452\cdot\sigma-271{,}5=0,$$

se obţine:

$$\sigma=635\ \text{kg/cm}^2.$$

Săgeata:

$$f=\frac{0{,}0089\times25\,000^2}{8\times635}=1\,095\ \text{cm}.$$

Tot cu ajutorul ecuaţiei (1.42) se va putea calcula săgeata care trebuie dată la montajul conductorilor. Se introduce $\gamma=0{,}0089$ kg/cm³ şi se calculează săgeţile corespunzătoare diferitelor temperaturi de montaj. De exemplu pentru o temperatură de $t=+10\,°\text{C}$ se va prevedea o săgeată:

$$121\,191\,200\cdot\frac{1}{\sigma^2}-0.0452\,\sigma-231{,}5=0;$$

$$\sigma=680\ \text{kg/cm}^2;$$

$$f=\frac{0{,}0089\times25\,000^2}{8\times680}=1\,020\ \text{cm}.$$

Observaţia 1.

Determinarea efortului unitar maxim. Efortul specific σ, care a apărut în formulele de mai sus, aşa cum s-a văzut şi din deducerea formulelor, reprezintă solicitarea în punctul inferior al curbei.

Comparaţia acestui efort specific cu rezistenţa admisibilă este indicată în cazul deschiderilor mici şi mijlocii. In cazul deschiderilor mari va trebui să se calculeze şi efortul specific maxim din încărcarea cea mai defavorabilă care, aşa cum se va arăta în continuare, apare în secţiunea superioară a conductorului, adică chiar în punctul de susţinere.

După cum se vede din fig. 6, în punctul P vom avea efortul $S=\sigma_1\cdot A$, a cărui componentă orizontală este $H=\sigma\cdot A$; deci:

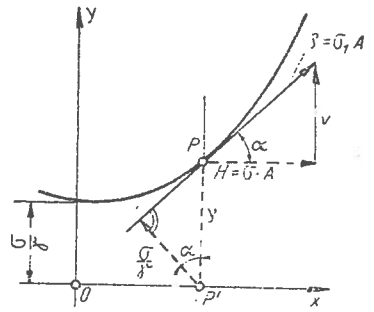


Fig. 6. Schemă de calcul.

$$S\cdot\cos\alpha=H,$$

sau

$$\sigma_1\cdot A\cdot\cos\alpha=\sigma\cdot A, \qquad (1.43)$$

de unde, împărţind cu A:

$$\sigma_1=\frac{1}{\cos\alpha}\cdot\sigma$$

Este cunoscută proprietatea geometrică a curbei cosinus hiperbolic: proiecţia unui punct oarecare P pe axa x, punctul P', are faţă de tangenta în P, distanţa constantă, $\frac{\sigma}{\gamma}$ (parametrul curbei).

Din triunghiul dreptunghic rezultă:

$$\cos\alpha=\frac{\sigma}{\gamma\cdot y},$$

de unde:

$$\sigma_1=\gamma\cdot y \qquad (1.44)$$

Deci solictarea în conductor creşte cu înălţimea punctului respectiv şi este maximă pentru punctul de susţinere; în acest caz va rezulta:

$$\sigma_{max}=\sigma+\gamma\cdot f \qquad (1.44a)$$

σ reprezentînd solicitarea specifică în punctul inferior al curbei pentru $y=\frac{\sigma}{\gamma}$.

La aceeași relație se ajunge pornind de la următorul considerent: într-un punct oarecare P (fig. 7), efortul S în conductor este rezultanta între componenta orizontală H și componenta verticală V.
Avem:

$$H=\sigma \cdot A \qquad \text{și} \qquad V=g \cdot s \tag{1.44 b}$$

g fiind greutatea (plus încărcarea) pe metru a conductorului, iar s lungimea semiarcului măsurat din O pînă în punctul considerat

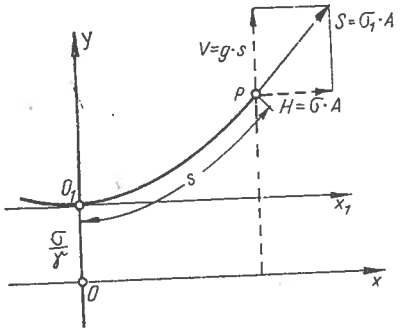


Fig. 7. Schemă de calcul.

Dar:

$$S=\sqrt{H^2+V^2}=\sqrt{\sigma^2A^2+g^2 \cdot s^2}.$$

Deci:

$$\sigma_1=\sqrt{\sigma^2+\gamma^2 \cdot s^2}. \tag{1.45}$$

Dacă se introduce pentru lungimea semiarcului relația (1.25) rezultă:

$$\sigma_1=\sqrt{\sigma^2+\gamma^2\frac{\sigma^2}{\gamma^2} \cdot \operatorname{sh}^2\frac{\gamma \cdot x}{\sigma}}=$$

$$=\sigma\sqrt{1+\operatorname{sh}^2\frac{\gamma \cdot x}{\sigma}}=\sigma \cdot \operatorname{ch}\frac{\gamma \cdot x}{\sigma}. \tag{1.46}$$

Din ecuația (1.19) avem însă:

$$\operatorname{ch}\frac{\gamma \cdot x}{\sigma}=\frac{y \cdot \gamma}{\sigma},$$

de unde:

$$\sigma_1=\gamma \cdot y.$$

În exemplul studiat, pentru ipoteza de încărcare „a", în punctul de susținere al conductorului vom avea solicitarea:

$$\sigma_{max}=2\,000+f_q \cdot \gamma_q=2\,000+1\,105\times 0{,}0283=2\,031 \text{ kg/cm}^2.$$

Așa cum se vede, sporul de rezistență este mic, încît pentru cazurile normale această influență poate fi neglijată.

Observația 2.

Influența mișcării lanțurilor de izolatori asupra săgeții. În cazul deschiderilor neegale, prin schimbarea condițiilor de încărcare și temperatură, apar în conductorii diferitelor deschideri eforturi diferite. Apar de asemenea eforturi diferite cînd numai anumite deschideri sînt încărcate cu polei.

Dacă prinderea conductorilor la stîlp este fixă, diferența între componentele orizontale ale celor două tracțiuni va încărca suplimentar stîlpul. Dacă prinderea se face prin lanțuri de izolatori, aceștia se vor așeza după direcția rezultantei celor două tracțiuni și a greutății lanțului modificînd, prin mișcarea lor deschiderile conductorului.

În fig. 8 este arătată o astfel de situație.

Verificarea săgeților, ținînd seama de aceste devieri ale punctelor de susținere, este importantă mai ales în cazul lanțurilor de lungimi mari și cînd conductorii sînt așezați unul sub altul.

Însemnînd cu Δa modificarea deschiderii, prin mișcarea lanțului de izolatori, ecuația (1.39) va deveni:

$$\frac{a^3 \cdot \cos^2\alpha}{24}\left[\left(\frac{\gamma}{\sigma}\right)^2-\left(\frac{\gamma_0}{\sigma_0}\right)^2\right]+\frac{a}{E}(\sigma_0-\sigma)+\alpha_t \cdot a(t_0-t)-\Delta a=0. \tag{1.47}$$

Pentru simplificare se va nota:

$$m=\frac{\gamma^2 \cdot a^3 \cdot \cos^2\alpha}{24} \tag{1.48}$$

și

$$n=\frac{a \cdot \sigma_0}{E}-\frac{a^3\cos^2\alpha}{24}\left(\frac{\gamma_0}{\sigma_0}\right)^2+\alpha_t \cdot a(t_0-t) \tag{1.49}$$

și se obține pentru fiecare deschidere:

$$\Delta a=m \cdot \frac{1}{\sigma^2}-\frac{a \cdot \sigma}{E}+n.$$

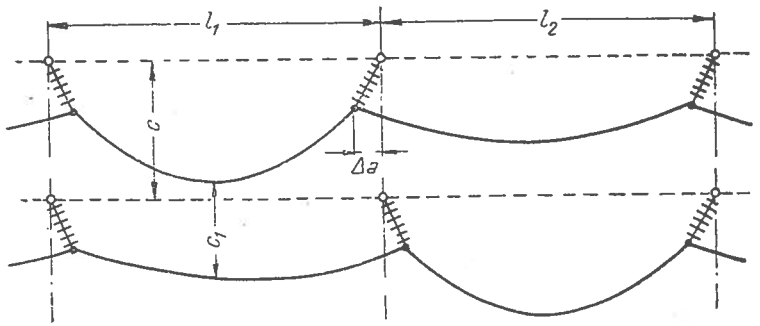


Fig. 8. Influența deplasării punctelor de susținere asupra săgeții.

În acest calcul s-a neglijat influența greutății lanțului de izolatori, presupunîndu-se că într-un interval dintre doi stîlpi de întindere, efortul unitar în conductor este în fiecare deschidere același.

Dacă între stîlpii de întindere sînt n panouri, se va scrie pentru fiecare panou cîte o ecuație de forma celei de mai sus:

$$\left.\begin{aligned}
\Delta a_1&=m_1\frac{1}{\sigma^2}-\frac{a_1 \cdot \sigma}{E}+n_1;\\
&\cdots\\
\Delta a_n&=m_n\frac{1}{\sigma^2}-\frac{a_n \cdot \sigma}{E}+n_n
\end{aligned}\right\} \tag{1.50}$$

și în plus avem condiția:

$$\sum_{r=1}^{r=n}\Delta a_r=0. \tag{1.51}$$

Din acest sistem de $n+1$ ecuații se va putea calcula cele n deplasări Δa și efortul specific σ.

Observația 3.

Deschiderea critică la conductori bimetalici. La determinarea deschiderii critice a conductorilor bimetalici, trebuie să se aibă în vedere că la o variație a temperaturii, la care acești conductori au fost fabricați, apar solicitări suplimentare și anume:

— la o scădere a temperaturii apare în materialul bun conducător un efort de întindere și în inima de oțel un efort de compresiune;
— la o ridicare a temperaturii apare invers, compresiune în materialul conducător și întindere în oțel.

Considerînd că temperatura de confecționare $t_0 = 15\ ^\circ C$, aceste solicitări suplimentare pot fi calculate din formula (1.7).

De exemplu, pentru un conductor din aluminiu-oțel, avem:

$$\text{în aluminiu: } \sigma'_{al} = (\alpha_{al} - \alpha_f)(t_o - t) E_{al} \tag{1.52}$$

$$\text{în oțel: } \sigma'_{ol} = (\alpha_{ol} - \alpha_f)(t_o - t) E_{ol}. \tag{1.53}$$

Insemnînd cu σ''_{al} și σ''_{ol} eforturile specifice în cele două materiale din încărcări (greutatea proprie și eventual polei și vînt), vom avea:

$$\sigma_{al\,f} = \sigma'_{al} + \sigma''_{al} \tag{1.54}$$

$$\sigma_{ol\,f} = \sigma'_{ol} + \sigma''_{ol}. \tag{1.55}$$

Rezistența admisibilă va putea fi atinsă în unul din aceste două materiale. La determinarea deschiderii critice va trebui să se scrie că rezistența admisibilă este atinsă în cele două alternative de încărcare a și b. Teoretic, în cazul conductorilor bimetalici, vom avea așadar patru deschideri critice. Pentru cele mai multe cazuri, atingerea rezistenței admisibile în materialul bun conducător este hotărîtoare.

Vom avea:

$$\sigma''_{al} = \sigma_{al\,max} - \sigma'_{al} = \sigma_{al\,max} - (\alpha_{al} - \alpha_f)(t_o - t) E_{al}. \tag{1.56}$$

Cu formula (1.5) se va putea calcula efortul specific ideal al secțiunii compuse σ_{fa} și σ_{fb} pentru cele două alternative de încărcare, a și b și se obține:

$$\frac{a^2 \cdot \cos^2 \alpha}{24}\left[\left(\frac{\gamma_f}{\sigma_{fb}}\right)^2 - \left(\frac{\gamma_q}{\sigma_{fa}}\right)^2\right] + \alpha_f (t_1 - t_2) = 0$$

de unde:

$$a \cdot \cos\alpha = l_{cr} = \sqrt{\frac{24\,\alpha_f (t_1 - t_2)}{\left(\frac{\gamma_q}{\sigma_{fa}}\right)^2 - \left(\frac{\gamma_f}{\sigma_{fb}}\right)^2}}. \tag{1.57}$$

Exemplul I. 2.

Date: *linie de categoria I, aflată în regiunea II; deschiderea de 250 m; punctele de suspensie de nivel.*

Conductorii sînt din oțel-aluminiu și au următoarele caracteristice:

$$A_{al} = 150\ mm^2,\quad A_{ol} = 27\ mm^2,\ \text{diametrul} = 17\ mm$$

$$n = \frac{A_{al}}{A_{ol}} = \frac{150}{27} = 5{,}55.$$

Din expresia (1.3) se calculează greutatea specifică a ansamblului:

$$\gamma_f = \frac{5{,}55 \times 2{,}7 \times 10^{-3} + 7{,}8 \times 10^{-3}}{5{,}55 + 1} = 0{,}00348\ kg/cm^3,$$

iar secțiunea totală:

$$A_f = A_{al} + A_{ol} = 150 + 27 = 177\ mm^2.$$

Pentru încărcarea cu polei, grosimea stratului va fi $b = 1{,}7$ cm.

$$\gamma_z = \frac{\pi b (d+b)}{A_f} \cdot 0{,}0009 = \frac{3{,}14 \times 1{,}7 \times 3{,}4}{1{,}77}\, 0{,}0009 = 0{,}00923\ kg/cm^3;$$

$$\gamma_f + \gamma_z = 0{,}00348 + 0{,}00923 = 0{,}01271\ kg/cm^3.$$

Pentru încărcarea din vînt $p_v = 30\ kg/m^2$ avem:

$$A_v = 0{,}017 + 2 \times 0{,}017 = 0{,}051\ m^2;$$

$$\gamma_v = \frac{0{,}051 \times 30}{100 \times 1{,}77} = 0{,}00865\ kg/cm^3;$$

$$\gamma_q = \sqrt{0{,}01271^2 + 0{,}00866^2} = 0{,}01537\ kg/cm^3.$$

Din formulele (1.6) și (1.8) calculăm modulul de elasticitate și coeficientul specific de dilatare termică al ansamblului.

$$E_f = \frac{5{,}55 \times 5\,600 + 20\,000}{5{,}55 + 1} = 7\,800\ kg/mm^2;$$

$$\alpha_f = \frac{5{,}55 \times 23 \times 10^{-6} \times 5\,600 + 11 \times 10^{-6} \times 20\,000}{5{,}55 \times 5\,600 + 20\,000} = 18{,}3 \times 10^{-6}.$$

Considerînd coeficientul de siguranță egal cu 2, rezistențele admisibile în cele două materiale vor fi:

$$\sigma_{ol} = \frac{120}{2} = 60\ kg/mm^2;$$

$$\sigma_{al} = \frac{16}{2} = 8\ kg/mm^2.$$

Din relațiile (1.52) și (1.53), calculăm apoi solicitările termice suplimentare:

a) pentru ipoteza de încărcare a ($t = -5\ ^\circ C$):

$$\sigma'_{al} = (23 - 18{,}3)\ 10^{-6}\ (15 + 5) \cdot 5\,600 = +0{,}53\ kg/mm^2;$$

$$\sigma'_{ol} = (11 - 18{,}3)\ 10^{-6}\ (15 + 5) \cdot 20\,000 = -2{,}92\ kg/mm^2.$$

b) pentru ipoteza de încărcare b ($t = -30\ ^\circ C$):

$$\sigma'_{al} = (23 - 18{,}3)\ 10^{-6}\ (15 + 30) \cdot 5\,600 = +1{,}19\ kg/mm^2;$$

$$\sigma'_{ol} = (11 - 18{,}3)\ 10^{-6}\ (15 + 30) \cdot 20\,000 = -6{,}57\ kg/mm^2.$$

Considerind hotărîtoare rezistența în aluminiu, avem:
în alternativa *a*:

$$\sigma''_{al}=\sigma_{max}-\sigma'_{al}=8{,}00-0{,}53=7{,}47 \text{ kg/mm}^2.$$

în alternativa *b*:

$$\sigma''_{al}=8{,}00-1{,}19=6{,}81 \text{ kg/mm}^2.$$

Din formula (1.5) rezultă efortul specific ideal în conductorul bimetalic din cele două ipoteze de încărcare:

$$\sigma_{fa}=\sigma''_{al}\frac{E_f}{E_{al}}=7{,}47\frac{7\,800}{5\,600}=10{,}40 \text{ kg/mm}^2;$$

$$\sigma_{fb}=6{,}81\frac{7\,800}{5\,600}=9{,}50 \text{ kg/mm}^2.$$

Cu aceste valori deschiderea critică va fi:

$$l_{cr}=\sqrt{\frac{600\times 18{,}3\times 10^{-6}}{\left(\frac{0{,}01537}{1\,040}\right)^2-\left(\frac{0{,}00348}{950}\right)^2}}=7\,400 \text{ cm}.$$

Va interveni așadar ipoteza de încărcare *a*, deschiderea reală fiind mai mare ca deschiderea critică.

Săgeata în acest caz va fi:

$$f_a=\frac{0{,}01537\times 25\,000^2}{8\times 1\,040}=1\,155 \text{ cm}.$$

Pentru alte ipoteze de încărcare, solicitările și săgețile se vor calcula ca și în exemplul precedent.

I. 2.2. Așezarea conductorilor pe stîlpi

Conductorii se fixează pe stîlpi prin intermediul izolatorilor. Pentru tensiuni mai mici, de obicei sub 35 kV, se folosesc izolatori rigizi pe suporți dreți sau curbi (fig. 9 *a*). Pentru tensiuni peste 35 kV se folosesc lanțuri de izolatori de suspensie formați din mai multe elemente (fig. 9 *b*).

În tabela de mai jos se dau numărul izolatorilor tip sovietic (π 4, 5), lungimile și greutățile lanțurilor de izolatori, inclusiv armătura, în funcție de tensiunea liniei.

Tabela 3

Lungimile și greutățile lanțurilor de izolatori

	Tensiunea, în kV			
	35	110	154	220
Numărul izolatorilor	4	7	11	14
Lungimea lanțului λ_1, în m	0,95	1,45	2,20	2,75
Greutatea lanțului, în kg	30	50	75	95

Punctele de fixare ale conductorilor față de stîlp pot fi diferite. Poziția lor trebuie aleasă astfel, ca să fie respectate următoarele condiții:

— linia să aibe o bună comportare în exploatare;
— greutatea construcției metalice și costul fundațiilor să fie minim;
— montajul și reparațiile liniei să fie cît mai simplu de executat.

În fig. 10 sînt arătate soluții de plasare a conductorilor, pentru linii cu o singură fază și cu un singur circuit (fig. 10, *a*) și cu două circuite (fig. 10, *b* și 10, *c*).

În fig. 11 sînt indicate patru soluții pentru curent alternativ cu un singur circuit, iar în fig. 12 — șase soluții, pentru linii cu două circuite.

Soluțiile la care conductorii sînt așezați în același plan orizontal sînt în general de preferat, deoarece necesită înălțimi mai mici de stîlpi, montajul este mai simplu și siguranța în exploatare este mai mare. Aceste soluții sînt în special recomandate în regiuni unde depunerile de polei sînt deosebit de mari.

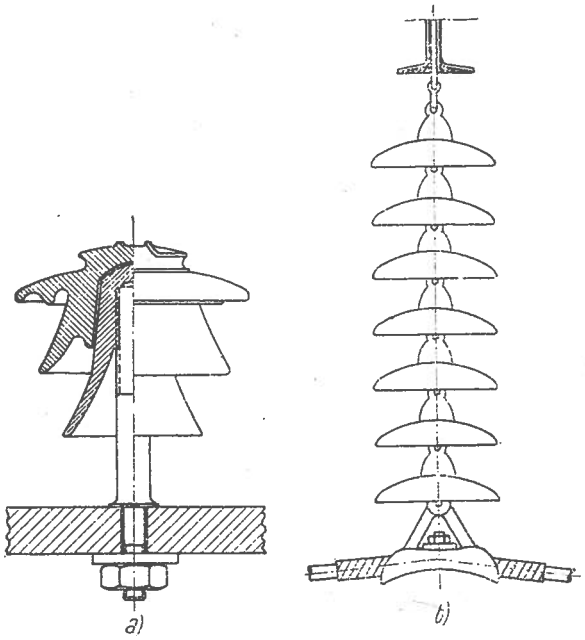


Fig. 9. Izolatori:
a — izolator rigid; *b* — lanț de izolatori.

Pentru două circuite soluția ultimă „*f*" este cea mai avantajoasă, deoarece avînd lungimea consolelor cea mai mică, în cazul unei încărcări unilaterale, momentul de torsiune este minim. Soluția „*d*" prezintă avantaj la montarea conductorilor, atunci cînd aceasta se face direct de pe tobă, nefiind necesară ridicarea conductorilor superiori peste consolele inferioare.

Pentru liniile construite în U.R.S.S. în ultimul timp, în cazul tensiunilor de 220 kV și de 400 kV, sînt obișnuiți stîlpi sistem portal după schema „*d*" (fig. 11). Soluția „*a*" din fig. 12 are avantajele arătate mai înainte, însă prezintă dezavantajul unui moment de torsiune mare și a unor console puternice. Pentru reducerea momentului de torsiune, s-a aplicat soluția de a executa consolele cu articulații, care se rotesc cu 90°, în cazul unei tracțiuni unilaterale și punctul de fixare al cablului se apropie prin aceasta foarte mult de stîlp.

O soluție originală care a adus economii de oțel în construcția metalică a stîlpilor, a fost adoptată la liniile sistemului electroenergetic Dneprovsk, la care cei șase conductori ai celor două circuite trifazice sînt fixați doi cîte doi, pe cîte un stîlp de tipul „*a*" din fig. 10.

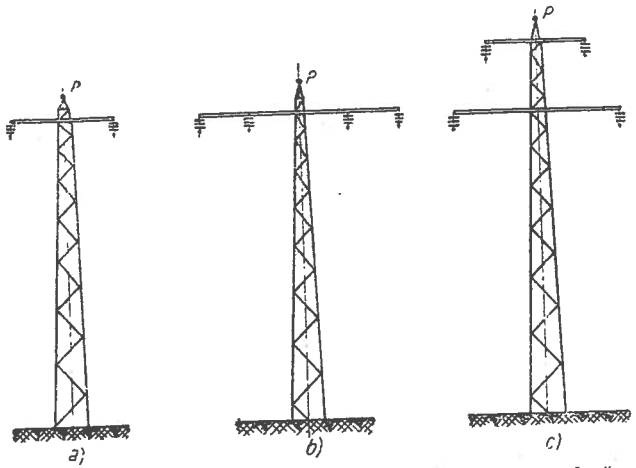


Fig. 10. Plasarea conductorilor la linii cu o singură fază:
a — linie cu un singur circuit; *b* și *c* — linie cu două circuite.

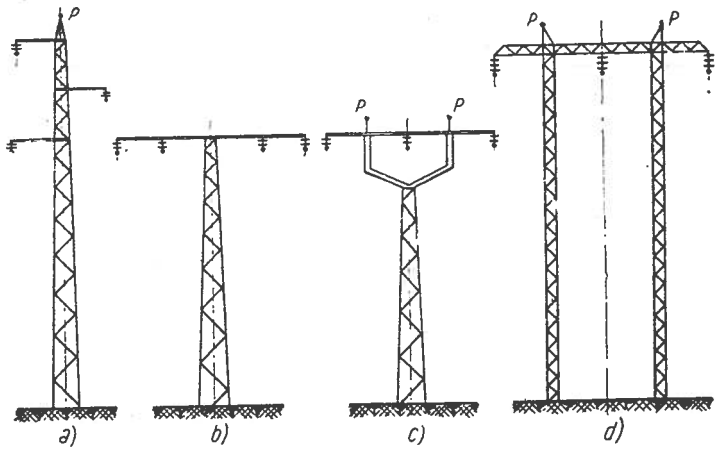


Fig. 11. Soluții de plasare a conductorilor la linii de curent alternativ cu un singur circuit.

Conductorii notați cu *p* servesc pentru protecția liniei contra loviturilor directe ale trăsnetului. Firele de protecție se execută din oțel cu o rezistență la rupere de 120 kg/mm² sau din oțel-aluminiu. Firele de protecție trebuie să formeze un unghi de 30—40° cu conductorii exteriori și să fie legate electric cu firul de punere la pămînt al stîlpului.

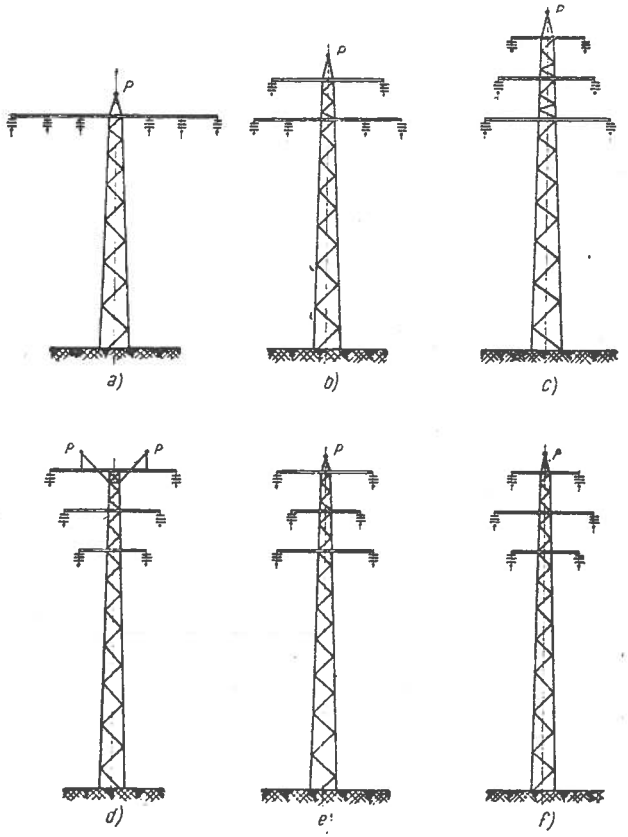


Fig. 12. Soluții de plasare a conductorilor la linii de curent alternativ cu două circuite.

Așezarea conductorilor pe stîlp trebuie să se facă respectîndu-se anumite distanțe minime de la punctul inferior al conductorilor pînă la sol; de asemenea anumite distanțe minime între conductori și între conductori și construcția metalică a stîlpului.

Distanța minimă față de sol „h_{ter}" este fixată de STAS 1890-50, în funcție de caracterul regiunii străbătutuă de linie, de tensiunea liniei și de alternativa de încărcare în care s-a calculat săgeata. Distanțele rezultă din tabela 4, în metri.

Tabela 4

Distanțele minime de la punctul inferior al conductorului la sol

Caracterul regiunii	$U<1$ kV	$1\text{ kV}<U\leq 35$ kV		$35\text{ kV}<U\leq 110$ kV	
	a și *b*	*a*	*b*	*a*	*b*
Nelocuite, accesibile vehiculelor .	5	5	6	5,5	6,5
Locuite (orașe și sate)	5,5	6	6,5	6	7
Greu accesibile pentru oameni, inaccesibile pentru vehicule . . .	4	4	4,5	4,5	5

Prescripțiile STAS R 2072-51 fixează această distanță minimă atunci cînd linia aeriană de transport de energie electrică traversează o cale de comunicație. (Tabela 5).

Tabela 5

Distanțe minime la traversarea căilor de comunicații

Cale de comunicație	Distanțe verticale	Distanța minimă în m
Cale ferată neelectrificată	Distanța între orice element al liniei care traversează și suprafața superioară a șinei	7,5
Cale ferată electrificabilă	idem	12,50
Cale ferată electrificată	Distanțele dintre elementele sub tensiune ale liniei care traversează și linia de contact (inclusiv stîlpii) a căii ferate.	3,0
	Distanța dintre elementele fără tensiune ale liniei care traversează și linia de contact (inclusiv stîlpii) a căi ferate	1,5
Autostrăzi și drumuri naționale	Între elementele sub tensiune ale liniei și calea de rulare	7
Celelalte categorii de drumuri	idem	6,5

Aceste distanțe se verifică la temperatura +50 °C, la —5 °C și o suprasarcină p și la —5 °C și o suprasarcină 2,5 p, (p reprezentînd încărcarea cu polei corespunzătoare regiunii I).

În acest ultim caz, ca rezistență admisibilă în conductor se admite rezistența de durată a materialului respectiv.

Distanța dintre conductori măsurată la punctele de suspensie, se calculează din formulele date în tabela 6 pentru diferitele materiale.

Tabela 6

Materialul conductorului	Distanța, în cm
Conductor din cupru bronz sau oțel	$b=8\sqrt{f}+0{,}5\,U+10$
Conductor din oțel-aluminiu . . .	$b=9\sqrt{f}+0{,}5\,U+10$
Conductor din aluminiu și aliaje de aluminiu	$b=10{,}5\sqrt{f}+0{,}5\,U+10$

unde f este săgeata maximă, în cm;

U — tensiunea, în kV.

Distanța minimă între conductori și elementele componente ale stîlpului (în centimetri) se calculează din relațiile:

— în stare de repaus

$$c=10+0{,}65\,U; \tag{1.58}$$

— sub acțiunea vîntului

$$c=0{,}65\,U. \tag{1.59}$$

Înălțimea de la teren pînă în axa traversei inferioare (h_1) se obține plecînd de la tabela 4. La distanța h_{ter}, fixată prin acest tablou, se adaugă săgeata verticală maximă, (f_{max}) lungimea lanțului de izolatori λ_1 și distanța r_1 din punctul de susținere al acestuia pînă în axa traversei (fig. 13).

$$h_1=h_{ter.}+f_{max}+\lambda_1+r_1 \tag{1.60}$$

La stîlpii de întindere, la care lanțul se așază aproximativ după curba lănțișorului, înălțimea se fixează din relația:

$$h_1=h_{ter.}+f_{max}+r_1. \tag{1.61}$$

La stîlpii cu izolatori rigizi, înălțimea h_1 se fixează din relația:

$$h_1=h_{ter.}+f_{max}-(h_{iz}+r_2), \tag{1.62}$$

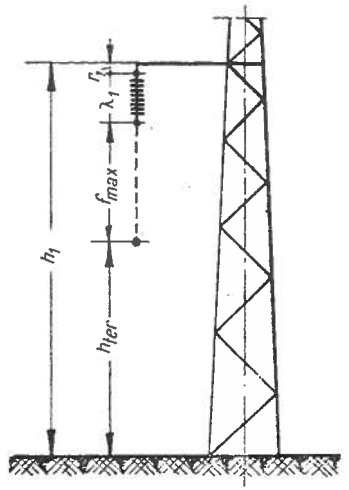


Fig. 13. Schemă pentru stabilirea înălțimii consolei inferioare.

h_{iz} reprezentînd înălțimea izolatorului rigid, iar r_2 distanța de la marginea inferioară a izolatorului pînă în axa traversei.

În funcție de schema de amplasare a celorlalți conductori, de distanțele minime dintre ei precum și de conductorii de protecție, se stabilește înălțimea totală a stîlpului.

La stabilirea lungimii consolelor, în afară de datele care rezultă din tabela 6, trebuie să se aibă în vedere mişcarea lanţurilor de izolatori datorită presiunii vîntului pe conductori. Insemnînd cu φ unghiul de înclinare maximă a conductorului sub influenţa încărcărilor verticale şi orizontale, cu G_n reacţiunea verticală în punctul de susţinere a conductorilor din cele două deschideri alăturate, cu G_l greutatea lanţului de izolatori şi cu H_v reacţiunea din încărcarea din vînt (fig. 14, *a*), vom avea:

$$\operatorname{tg}\varphi = \frac{H_v}{G_n + \frac{1}{2}G_l}. \qquad (1.63)$$

Deplasarea maximă *e*, rezultă:

$$e = \lambda \cdot \sin\varphi. \qquad (1.64)$$

Ţinînd seama de această deplasare, poziţia cea mai apropiată a punctului de susţinere faţă de axa stîlpului se fixează la:

$$d = e + c + \frac{a}{2} \qquad (1.65)$$

a fiind lăţimea stîlpului la nivelul conductorului, iar *c* fiind minimum 0,65 *U*.

Distanţele minime între conductorii aşezaţi la acelaşi nivel se stabilesc

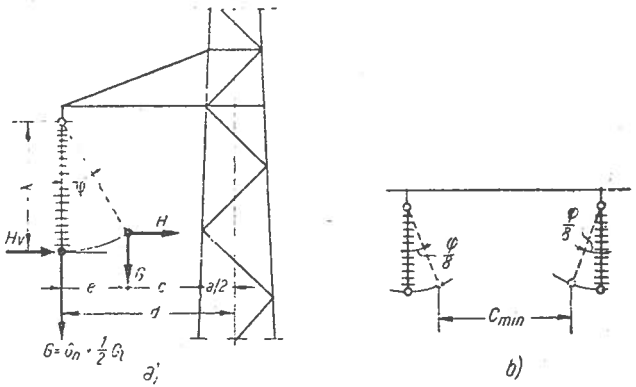


Fig. 14. Schemă pentru stabilirea distanţelor:
a — între conductor şi axul stîlpului; *b* — între conductori.

de asemenea din relaţiile date în tabela 6. In cazul acţiunii vîntului, aceste distanţe nu trebuie să fie mai mici ca 0,65 *U*. Prin acţiunea vîntului conductorii fac oscilaţii asincrone, apropiindu-se unul de altul şi făcînd faţă de poziţia verticală unghiuri de $\frac{\varphi}{8}$ în sensuri opuse (fig. 14, *b*).

I. 3. STILPI ŞI CONSOLE

Traseul unei linii aeriene de transport de energie electrică trebuie să se apropie cît mai mult de linia dreaptă, care uneşte cele două extremităţi ale ei, pentru ca lungimea liniei să fie cît mai redusă. Anumite obstacole naturale, aşezăminte omeneşti, diferite instalaţii, precum şi considerente privind

uşurarea execuţiei şi a întreţinerii liniei, fac ca să apară necesare abateri de la traseul rectiliniu.

După rolul pe care-l îndeplinesc în linie, stîlpii pot fi de următoarele tipuri:

1. **Stîlpi de susţinere,** care servesc la susţinerea conductorilor în aliniament.

2. **Stîlpi de întindere,** care reprezintă puncte rigide în aliniament; servesc la întinderea conductorilor şi la localizarea solicitărilor provenite din ruperea conductorilor. Distanţa între doi stîlpi de întindere nu trebuie să fie mai mare ca:
   — 3 km la liniile cu izolatori rigizi;
   — 5 km la liniile cu lanţuri de izolatori.

3. **Stîlpi de colţ,** care se montează în punctele de schimbare de aliniament şi sînt de obicei executaţi şi ca stîlpi de întindere.

4. **Stîlpi terminali,** montaţi la capetele liniei.

5. **Stîlpi speciali.** In acest tip intră stîlpii necesari inversiunii de fază, care se execută şi ca stîlpi de întindere, precum şi stîlpii de traversare, necesari traversării unor rîuri cu lăţime mare şi care se execută de obicei ca stîlpi de susţinere.

Plasarea stîlpilor pe traseu se face împărţind linia în diferite sectoare; limitele sectoarelor sînt stîlpii de întindere sau de colţ.

Pentru un anumit conductor ales, ţinîndu-se seama de gabaritul impus liniei, precum şi de înălţimea punctului de suspensie, fixată pentru conductorul inferior, se desenează curbe şablon, luîndu-se în consideraţie deschiderea normală da calcul.

Pentru simplificare, curba lănţişorului se înlocuieşte prin parabola:

$$y = \frac{\gamma \cdot x^2}{2\sigma}. \qquad (1.66)$$

Pe o hîrtie transparentă se desenează trei parabole, care reprezintă:

Curba *1*, forma conductorului, în cazul încărcărilor celor mai defavorabile, privind săgeata maximă.

Curba *2*, numită curba de gabarit, este curba *1* deplasată în jos cu înălţimea admisă pentru distanţa de la punctul inferior al conductorului la teren ($h_{ter.}$).

Curba *3*, numită curba de teren, provine de asemenea din deplasarea curbei *1* în jos cu înălţimea punctului de suspensie al conductorului inferior faţă de teren (h_1).

Cu ajutorul profilului longitudinal al traseului şi cu cele trei curbe se stabileşte, aşa cum se arată în fig. 15, poziţia stîlpilor de susţinere.

Plecînd de la stîlpul fix, de întindere sau de colţ, astfel încît curba de teren să treacă prin punctul de intersecţie al axei acestui stîlp cu terenul şi căutînd ca curba de gabarit să fie tangentă la profilul longitudinal, axa şablonului rămînînd mereu verticală, se determină poziţia stîlpului următor ca intersecţie între curba terenului şi profilul longitudinal.

Plasarea stîlpilor se consideră definitivă cînd deschiderea de calcul corespunde cu aşa-numita deschidere comparată, care se calculează din relaţia (1.67).

$$l_0 = \sqrt{\frac{l_1^3 + l_2^3 + \cdots + l_n^3}{l_1 + l_2 + \cdots + l_n}}, \qquad (1.67)$$

unde l_1, l_2 ... l_n sînt diferitele deschideri din sectorul de întindere şi în care caz în toate deschiderile apare tensiunea maximă, în acelaşi timp şi în aceleaşi condiţii.

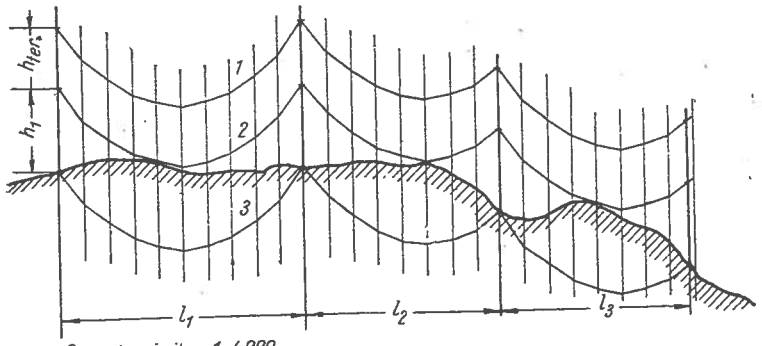


Fig. 15. Determinarea poziţiei stîlpilor pe traseu.

În cazul traversării unei căi de comunicaţie, distanţele orizontale dintre axa stîlpului liniei electrice aeriene şi elementele căii rezultă din tabela 7.

Tabela 7

Distanţa pe orizontală a construcţiei faţă de diferite căi de comunicaţie

Cale de comunicaţie	Distanţa orizontală	Distanţa
Calea ferată	între axa stîlpului şi şina cea mai apropiată	Înălţimea stîlpului plus 2,5 m
Autostrăzi	între axa stîlpului şi marginea drumului	Se stabileşte cu administraţia respectivă
Drumuri naţionale	între axa stîlpului şi marginea drumului la tensiuni > 35 kV la tensiuni ⩽ 35 kV	 5,0 m 1,0 m
Drumuri regionale etc.	între axa stîlpului şi marginea drumului la tensiuni > 35 kV la tensiuni ⩽ 35 kV	 3,0 m 1,0 m

I. 3. 1. Încărcări şi ipoteze de încărcare

La calculul stîlpilor intervin următoarele încărcări:

a) Greutatea proprie a stîlpului, inclusiv a echipamentului său, (console, izolatori etc.);

b) Forţele de întindere din conductori, calculate în diferitele alternative de încărcare.

Dacă punctele de suspensie ale conductorilor sînt de nivel şi deschiderile sînt egale, reacţiunea conductorilor în punctul de suspensie se calculează ca reacţiunea a două grinzi simplu rezemate cu deschiderea l. Pentru simplificare, greutatea conductorilor şi încărcarea cu polei se consideră uniform repartizată pe coardă.

$$V=\frac{1}{2}(g+g_z)\,2\,l=(g+g_z)\,l. \tag{1.68}$$

Atunci cînd încărcările celor două deschideri nu sînt aceleaşi, de exemplu numai o deschidere este încărcată cu polei, cele două componente orizontale ale forţei de întindere din conductori vor fi diferite şi în punctul de suspensie în afară de reacţiunea verticală va apărea şi o reacţiune orizontală în sensul aliniamentului:

$$H=H_1-H_2. \tag{1.69}$$

Dacă punctele de suspensie nu sînt de nivel (v. fig. 16) şi cele două deschideri l_1 şi l_2 sînt identic încărcate, reacţiunea verticală va fi:

$$V=\frac{1}{2}(g+g_z)(a_1+a_2)+H\left(\frac{h_1}{l_1}+\frac{h_2}{l_2}\right). \tag{1.70}$$

În cazul stîlpilor de colţ, cînd deschiderile sînt egale şi la fel încărcate, componentele orizontale ale tracţiunilor vor avea o rezultantă H_β, dirijată după bisectoarea unghiului β, care va solicita stîlpul (fig. 17).

$$H_\beta=2H\cos\frac{\beta}{2}. \tag{1.71}$$

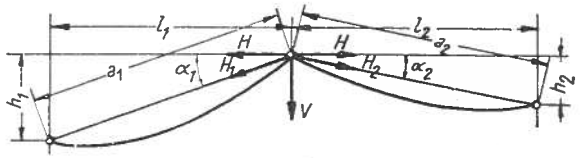


Fig. 16. Reacţiunile conductorilor pe stîlp.

c) Vîntul pe stîlp în direcţia aliniamentului şi perpendicular pe această direcţie (la stîlpii de întindere, de susţinere şi cei finali) şi în direcţia bisectoarei şi perpendicular pe această direcţie (la cei de colţ).

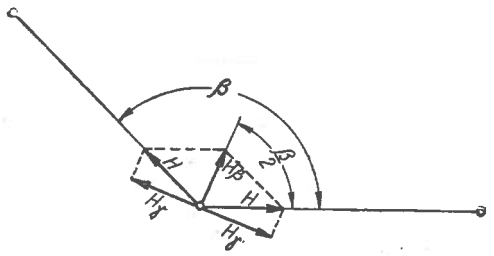


Fig. 17. Rezultanta orizontală pe stîlpul de colţ.

Pentru presiunea vîntului pe o suprafaţă plană, perpendiculară pe direcţia vîntului, conform prescripţiilor STAS 1832-50 se vor considera următoarele valori:

1. Pentru regiuni cu altitudini sub 1 500 m, în funcţie de înălţimea deasupra solului (h).

Tabela 8

Presiunea vîntului conform STAS 1832-50

h, m	p_v, kg/m²	h, m	p_v, kg/m²
⩽30	100	100–200	200
30–60	150	>200	250
60–100	175		

Presiunea vîntului pe o suprafață a cărei normală este înclinată cu unghiul θ față de direcția vîntului, este:

$$p_{v\theta} = p_v \cdot \cos \theta.$$

2. Pentru regiuni pe litoralul mării și regiuni cu altitudini peste 1 500 m, presiunea se calculează din formula:

$$p_v = 0{,}088 \cdot v^2 \cdot \cos \theta, \qquad (1.72)$$

unde:

v este viteza maximă a vîntului în m/sec;
θ — unghiul dintre direcția vîntului și normala pe suprafața bătută de vînt.

La stîlpii cu zăbrele, presiunea vîntului se consideră numai pe suprafața plinurilor. Pentru pereții din spatele peretelui bătut de vînt, presiunea vîntului se reduce cu 0,5. Deci pentru un stîlp cu doi pereți, presiunea vîntului va fi:

$$p_{vz} = (1+0{,}5)\, p_v = 1{,}5\, p_v. \qquad (1.72a)$$

d) Forța de întindere maximă (unilaterală) produsă de ruperea unuia sau a mai multor conductori activi.

e) Încărcări speciale în timpul montajului și a reparațiilor.

În prescripțiile STAS R 1953-50 sînt stabilite pentru fiecare tip de stîlp, ipotezele de calcul, atît la forțe normale cît și la forțe excepționale. În cele ce urmează se dă un extras din aceste norme.

Ipoteze de calcul pentru stîlpii liniilor de categoria I și II

Nr.	Felul stîlpului	Ipoteze de încărcări normale	Ipoteze de încărcări excepționale
1	Stîlp de susținere	*a*) Presiunea vîntului acționînd perpendicular pe aliniament, pe stîlp, pe echipamentul său și pe jumătate din lungimea conductorilor din fiecare deschidere alăturată. Se consideră în același timp greutatea acestor elemente fără greutatea poleiului *b*) Presiunea vîntului acționînd în direcția aliniamentului pe stîlp și pe echipamentul său. Se consideră în același timp greutatea acestor elemente, inclusiv conductorii, fără greutatea poleiului. *c*) Greutatea proprie a stîlpului, a echipamentului și a conductorilor încărcați cu poiei, luînd în același timp presiunea corespunzătoare vîntului pe toate aceste elemente, în direcția perpendiculară pe aliniament	*a*) Forța de întindere maximă produsă de ruperea unui singur conductor activ, care dă momentul încovoietor maxim, indiferent de numărul conductorilor pe stîlp. Conductorii de protecție nu se consideră rupți *b*) Forța de întindere maximă produsă de ruperea unui singur conductor activ, care dă momentul de răsucire maxim, indiferent de numărul conductorilor pe stîlp. Conductorii de protecție nu se consideră rupți Elementele de construcție care susțin conductorul de protecție se verifică la jumătate din forța maximă din conductorul de protecție

(continuare)

Nr.	Felul stîlpului	Ipoteze de încărcări normale	Ipoteze de încărcări excepționale
2	Stîlp de colț	*a*) Presiunea vîntului, acționînd în direcția bisectoarei unghiului, pe stîlp, echipament și pe jumătate din lungimea conductorilor din fiecare deschidere alăturată. Se consideră în același timp forța rezultantă a tracțiunilor maxime în conductorii fără polei, greutatea stîlpului, a echipamentului și a conductorilor fără polei *b*) Presiunea vîntului, acționînd în direcție perpendiculară pe bisectoarea unghiului pe stîlp, echipament și pe jumătate din lungimea conductorilor din fiecare deschidere alăturată. Se consideră în același timp forța rezultantă a tracțiunilor maxime în conductori fără polei la temperatura de —30 °C, greutatea stîlpului, a echipamentului și a conductorilor fără polei *c*) Greutatea proprie a stîlpului, a echipamentului și a conductorilor încărcați cu polei, luînd în același timp presiunea corespunzătoare a vîntului pe toate aceste elemente și rezultanta tracțiunilor maxime în conductori Se consideră că presiunea vîntului acționează în direcția bisectoarei unghiului	*a*) Stîlpii de colț se dimensionează în aceleași ipoteze de încărcări excepționale ca și stîlpii de susținere
3	Stîlp de întindere	*a*) Ipoteza de la 1. *a*. *b*) Ipoteza de la 1. *c*.	*a*) Forța de întindere maximă, produsă de ruperea a doi conductori activi, în cazul cînd linia este echipată cu cel mult patru conductori și

(continuare)

Nr.	Felul stîlpului	Ipoteze de încărcări normale	Ipoteze de încărcări excepționale
			de ruperea a trei conductori activi, în cazul cînd linia este echipată cu șase conductori, considerîndu-se că acționează conductorii care dau momentul încovoietor maxim Conductorii de protecție nu se consideră rupți *b*) Ca mai sus, luîndu-se în considerație conductorii care dau momentul de răsucire maxim *c*) Forța de întindere maximă produsă de ruperea unui conductor de protecție, indiferent de numărul conductorilor de protecție pe stîlp, considerîndu-se că acționează conductorul de protecție care dă momentul încovoietor maxim *d*) Ca mai sus, luîndu-se în considerație conductorul de protecție care dă momentul de răsucire maxim
3a	Stîlp ușor de întindere	Aceleași ipoteze de calcul ca și la stîlpii normali de întindere	*a*) Forța de întindere maximă produsă de ruperea unui singur conductor activ, în cazul cînd linia este echipată cu cel mult patru conductori și de ruperea a doi conductori activi cînd linia este echipată cu șase conductori, considerîndu-se că acționează conductorii care dau momentul încovoietor maxim. Conductorii de protecție nu se consideră rupți. *b*) Ca mai sus, luîndu-se în considerație conductorii care dau momentul de răsucire maxim

(continuare)

Nr.	Felul stîlpului	Ipoteze de încărcări normale	Ipoteze de încărcări excepționale
3b	Stîlp de întindere și colț	Se dimensionează atît în ipotezele de calcul pentru stîlpii de întindere cît și în ipotezele de calcul pentru stîlpii de colț.	
4	Stîlp terminal	*a*) Ipoteza 1. *a* *b*) Forța de întindere maximă a conductorilor, inclusiv cei de protecție, încărcați cu polei. Se consideră în același timp greutatea proprie a stîlpului, a echipamentului său, a conductorilor încărcați cu polei și presiunea corespunzătoare a vîntului pe toate aceste elemente. Direcția vîntului se consideră perpendiculară pe aliniament.	*a*) Forța de întindere maximă produsă de conductorii activi, considerînd că doi conductori activi nu sînt rupți (cînd linia este echipată cu cel mult patru) și că trei nu sînt rupți, (cînd linia este echipată cu șase conductori) considerîndu-se că acționează conductorii activi care dau momentul de răsucire maxim. Conductorii de protecție nu se consideră rupți *b*) Forța de întindere maximă produsă de conductorii de protecție, considerînd toți conductorii de protecție rupți, afară de unul singur care dă momentul de răsucire maxim. Conductorii activi nu se consideră rupți

Observații: La dimensionarea stîlpilor de orice tip, în ipotezele de calcul excepționale, conductorii se vor considera:

a) pentru deschideri mai mari decît deschiderea critică, încărcați cu polei la temperatura de —5 °C, fără presiunea vîntului;

b) pentru deschideri mai mici decît deschiderea critică, neîncărcați cu polei la temperatura de —30 °C. fără presiunea vîntului.

Ipoteze de calcul pentru stîlpii liniilor de categoria III

Stîlpii liniilor de categoria III se dimensionează numai la ipoteze de calcul cu forțe normale. Greutatea stîlpului și a echipamentului său nu se iau în considerare în calcul

1	Stîlp de susținere	*a*) Presiunea vîntului acționînd în direcție perpendiculară pe aliniament, pe stîlp și pe jumătate din lungimea conductorilor din fiecare deschidere alăturată. Greutatea conductorilor nu se ia în considerație *b*) Greutatea conductorilor încărcați cu polei

(continuare)

2	Stîlp de colţ	*a*) Presiunea vîntului acţionînd în direcţia bisectoarei unghiului, pe stîlp şi pe jumătate din lungimea conductorilor din fiecare deschidere alăturată. Se consideră în acelaşi timp forţa rezultantă a tracţiunilor maxime în conductorii fără polei la temperatura de —30 °C. Nu se ia în considerare greutatea conductorilor *b*) Greutatea conductorilor încărcaţi cu polei şi în acelaşi timp rezultanta tracţiunilor maxime în conductori
3	Stîlp de întindere	*a*) Ipoteza 1. *a* *b*) Greutatea conductorilor încărcaţi cu polei şi diferenţa dintre tracţiunile maxime în conductorii celor două deschideri alăturate, în cazul cînd deschiderea este mai mare ca deschiderea critică *c*) Diferenţa dintre tracţiunile conductorilor fără polei din deschiderile alăturate, la temperatura de —30 °C, în cazul cînd deschiderea este mai mică ca deschiderea critică. Nu se ia în consideraţie greutatea conductorilor şi presiunea vîntului *d*) Forţa de întindere a doi conductori în timpul montării lor la temperatura de —15 °C. Nu se ia în consideraţie greutatea conductorilor şi presiunea vîntului
3a	Stîlp de întindere şi de colţ	Se dimensionează atît în ipotezele de calcul pentru stîlpii de întindere, cît şi în ipotezele pentru stîlpii de colţ
4	Stîlp terminal	*a*) Ipoteza 1. *a* *b*) Greutatea conductorilor încărcaţi cu polei şi forţa de întindere maximă a tuturor conductorilor, în cazul cînd deschiderea este mai mare ca deschiderea critică *c*) Forţa de întindere maximă a conductorilor fără polei, la temperatura de —30 °C, în cazul cînd deschiderea este mai mică decît deschiderea critică. Nu vor fi luate în consideraţie greutatea conductorilor şi presiunea vîntului

I. 3.2. Forma şi sistemul stîlpilor

Forma stîlpilor este dictată de numărul şi schema de amplasare a conductorilor, de rolul stîlpului în linie, de mărimea deschiderilor, de natura şi relieful terenului.

Pentru linii cu tensiune redusă şi cu distanţe mici între stîlpi pot fi folosiţi stîlpi dintr-un profil laminat sau executaţi din ţevi. Avînd în vedere economia de oţel, pentru aceste linii se recomandă întrebuinţarea stîlpilor de beton armat, centrifugaţi.

Tot în acest caz şi în special stîlpii de susţinere, pot fi executaţi cu zăbrele (fig. 18), sau din bare rigide (fig. 19), cu un singur perete.

Pentru deschideri mai mari, soluţia economică o prezintă stîlpul cu zăbrele cu secţiune pătrată (mai rar dreptunghiulară), încastrat în blocul de fundaţie, sau atunci cînd dimensiunile bazei sînt mari, fiecare picior rezemat pe un bloc de fundaţie separat.

In cazul construcţiilor sudate şi în special cînd barele stîlpului se execută din ţevi, pot fi folosiţi stîlpi cu secţiune triunghiulară, care au avantajul unei rigidităţi mai mari la torsiune, fără a necesita bare suplimentare.

Stîlpii pot fi executaţi dintr-o singură coloană, prevăzută cu console, a căror lungime este condiţionată de schema de amplasare a conductorilor, sau din două coloane cu o traversă superioară sub formă de portal. Ultima soluţie este întrebuinţată în cazul aşezării conductorilor la un singur nivel şi în special pentru linii cu tensiuni de la 110 kV în sus.

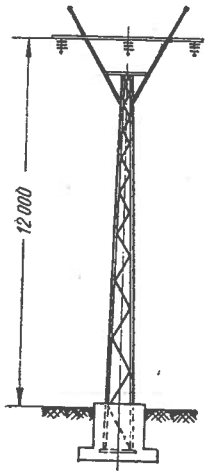


Fig. 18 Stîlp cu un singur perete (cu zăbrele).

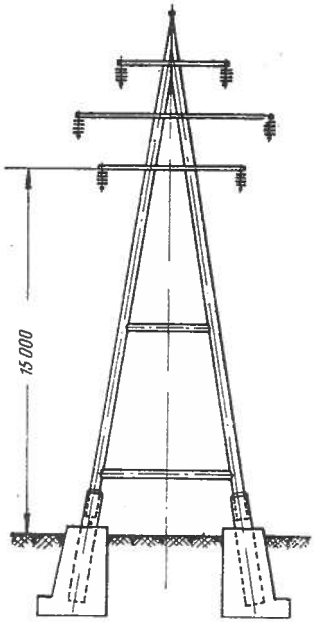


Fig. 19. Stîlp cu un singur perete (din bare rigide).

Stîlpii dintr-o singură coloană, avînd în vedere variaţia momentelor din forţele orizontale, se execută sub forma unui trunchi de piramidă. Creşterea lăţimii se ia de obicei 25—30 mm/m la stîlpii de susţinere şi 50—75 mm/m, la cei de întindere şi de colţ.

Dimensiunea pătratului de la vîrf trebuie coordonată cu creşterea lăţimii coloanei, încît eforturile în picioare să nu fie prea mari. Se ia de obicei o lăţime de 300—500 mm la stîlpii de susţinere şi 400—1 000 mm la cei de întindere şi de colţ.

La stîlpii cu dimensiuni mari sau la cei cu baza lată, la care urmărim rezemarea independentă a fiecărui picior, creşterea lăţimilor transversale ale coloanei se face discontinuu, dînd creşteri mai mari spre baza stîlpului.

Stîlpii sub formă de portal au de obicei coloanele cu o secţiune dreptunghiulară. Lăţimea coloanei în planul portalului este menţinută de obicei constantă, iar cealaltă creşte de la vîrf spre bază.

In afara condiţiilor de rezistenţă, la stabilirea dimensiunilor coloanei va trebui să avem în vedere raţionalizarea execuţiei şi simplificarea operaţiilor de montaj.

Pentru raţionalizarea execuţiei, stîlpii trebuie tipizaţi şi formaţi din tronsoane identice, unele modificări în lungimea tronsoanelor urmînd a se face tronsonului inferior. In fig. 20 stîlpul de susţinere normal, considerat cu o înălţime de 20 m, este format din trei tronsoane. Prin modificarea tronsonului inferior se pot alcătui stîlpi de 18 m şi de 22 m. De asemenea, prin adăugarea unui tronson în plus se obţin stîlpi de 26 m. Fig. 20, *e* reprezintă schema unui stîlp mai puternic de întindere sau de colţ, care are totuşi tronsoane identice cu cele normale ale stîlpului de susţinere. In această schemă apare şi înălţimea mai redusă a stîlpilor normali de întindere faţă de cei de susţinere, aşa cum rezultă din formulele (1.60) şi (1.61).

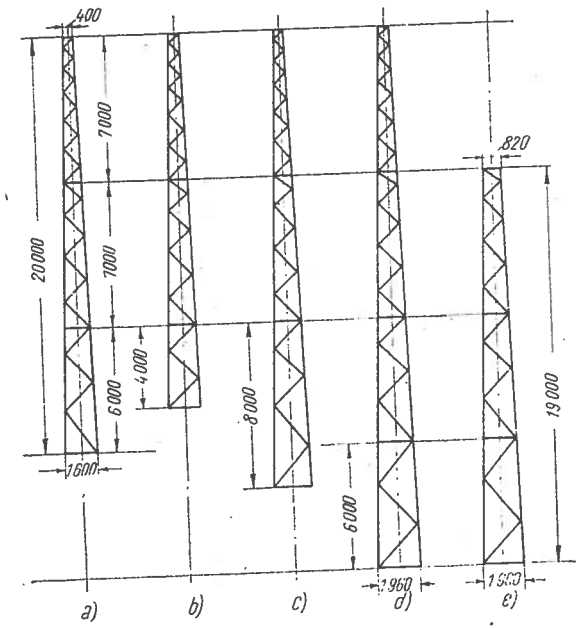


Fig. 20. Soluţii privind tipizarea stîlpilor:
a, b, c, d — stîlpi de susţinere; *e* — stîlp de colţ şi întindere.

In ceea ce priveşte simplificarea montajului, este de dorit ca stîlpii să sosească la şantier dintr-o singură bucată sau dintr-un număr cît mai mic de tronsoane asamblate din atelier. Evident că lungimea tronsoanelor este condiţionată, în primul rînd, de posibilităţile de transport. Pentru ca un tronson să poată fi expediat în vagon de cale ferată complet asamblat din fabrică, dimensiunile transversale nu vor trebui să depăşească 2,60 m, iar pînă la o lăţime de 3,60 m expedierea se poate face în pereţi separaţi. In acest caz numai două feţe ale stîlpului vor fi asamblate în fabrică, barele celorlalte două feţe urmînd a fi asamblate la montaj, pe şantier. Acesta este dezavantajul stîlpilor cu baza largă.

Sistemul de împărţire interioară a feţelor stîlpului se alege în funcţie de mărimea panourilor, care este determinată, pe de o parte, de condiţia ca lungimea de flambaj a picioarelor stîlpului să fie cît mai mică, iar pe de altă parte de înclinaţia optimă a diagonalelor, care variază între 45—60° faţă de verticală.

Cînd lăţimea feţei nu este prea mare şi cînd eforturile în diagonale de asemenea nu sînt mari, sistemul cel mai simplu este acela numai cu diagonale (fig. 21).

Pentru reducerea eforturilor din diagonale precum şi a lungimii de flambaj a picioarelor şi diagonalelor, se poate folosi sistemul cu diagonale în cruce (fig. 22, *a*), sistemul rombic (fig. 22, *b*) sau sistemul în *K* (fig. 22, *c*), care toate au însă dezavantajul unui număr mai mare de bare şi de noduri.

Ca o alternativă a soluţiei din fig. 22, *b* este arătat în fig. 23 un stîlp cu traverse (console) articulate. Stîlpul are secţiune pătrată şi este aşezat cu o diagonală a secţiunii transversale în aliniamentul liniei.

In afară de reducerea, aproape totală, a momentului de torsiune, în cazul ruperii conductorilor, traversa funcţionează ca un amortizor pentru şocurile care apar atunci cînd se produce o descărcare bruscă a poleiului sau o rupere de conductori. La construcţiile cu traverse fixe, pentru reducerea acestor şocuri, se folosesc cleme speciale de fixare a conductorilor de izolatori şi anume cu declanşare şi alunecare. Ca dezavantaje ale soluţiei cu traverse articulate se consideră complicaţiile de ordin constructiv şi dificultăţile în exploatare, din cauza unei întreţineri mai atente.

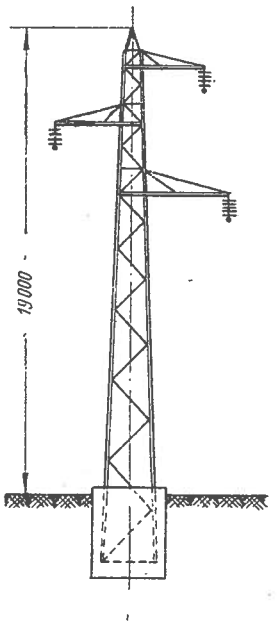


Fig. 21. Stîlp cu patru feţe cu împărţire triunghiulară.

In fig. 24 este arătat un stîlp cu bază largă, avînd conductorii aşezaţi la acelaşi nivel. Sistemul este rombic, cu subîmpărţire.

O soluţie mai raţională o constituie stîlpul din fig. 25, folosit la linia Svirsk, din U.R.S.S., deoarece picioarele stîlpului au aceleaşi lungimi de flambaj, barele secundare (dintre care cele mai multe sînt fără efort) au lungimi reduse.

Pe lîngă o importantă reducere a greutăţii stîlpului, soluţia prezintă avantaje în ceea ce priveşte montajul, stîlpul putînd fi livrat din fabrică în două jumătăţi, care se asamblează la şantier prin consola superioară şi legătura orizontală de la mijloc.

In fig. 26 este arătată schema unui stîlp de traversare. Stîlpul a fost proiectat pentru traversarea Dunării la Giurgiu, ca o alternativă a liniei Bucureşti—Rusciuk.

In U.R.S.S., pentru liniile de 220 kV cu un singur circuit, este introdus tipul denumit „pahar cu picior", a cărui schemă se vede în fig. 27.

Pentru liniile de 400 kV, ale căror construcţii sînt în studiu, s-a ajuns la stabilirea unor tipuri de portale diferite pentru stîlpii de susţinere, de întindere şi de colţ, sistemele fiind arătate în figurile 28, 29 şi 30.

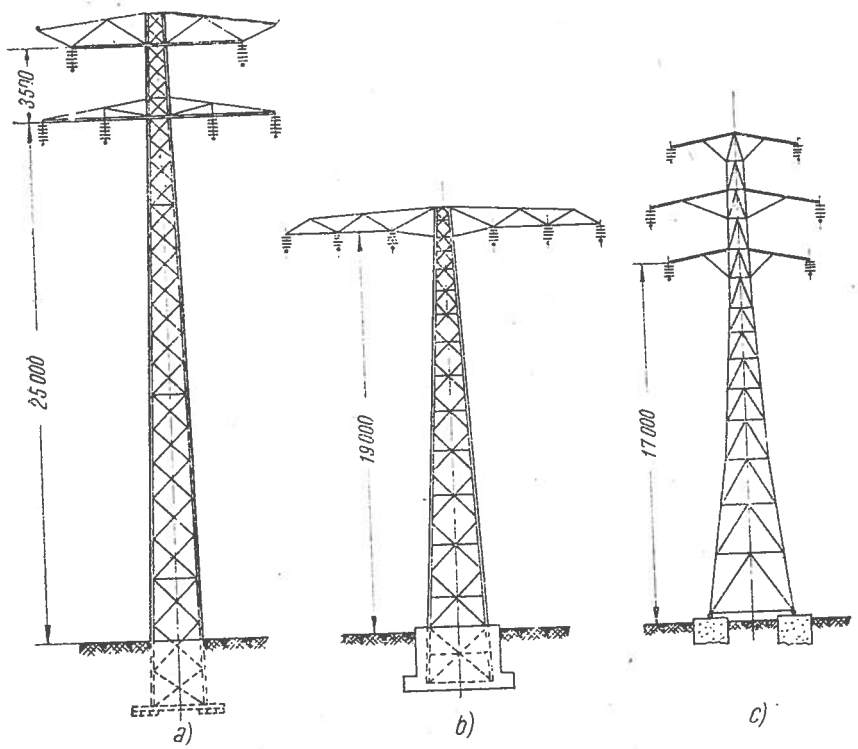


Fig. 22 Sisteme de stîlpi:
a şi *b* — sisteme rombice; *c* — sistem K.

Distanţele optime între stîlpi sînt stabilite între 400—500 m. Pentru fiecare fază sînt necesari cîte trei conductori, fiecare aproximativ de dimensiunile conductorilor de la liniile de 220 kV, deci faţă de acestea, linia de 400 kV va avea încărcări de circa trei ori mai mari (în lucrarea „Construcţii metalice" de prof. Streleţki sînt date detalii constructive ale acestor construcţii).

Legături transversale. Pentru reducerea deformaţiilor care apar în stîlp dintr-o forţă orizontală unilaterală, este necesar ca secţiunea stîlpului, pătrată sau dreptunghiulară, să fie transformată într-un sistem nedeformabil. Aceasta se obţine prin introducerea la nivelul de acţiune al forţei orizontale a unei legături transversale în construcţia stîlpului. Aceste contravîntuiri măresc rigiditatea la flambaj a stîlpului şi de asemenea împiedică deformarea tronsoanelor, din care este format stîlpul, în timpul transportului. Astfel de contravîntuiri sînt deci necesare la nivelul tuturor traverselor de susţinere a izolatorilor precum şi în apropierea îmbinărilor de montaj.

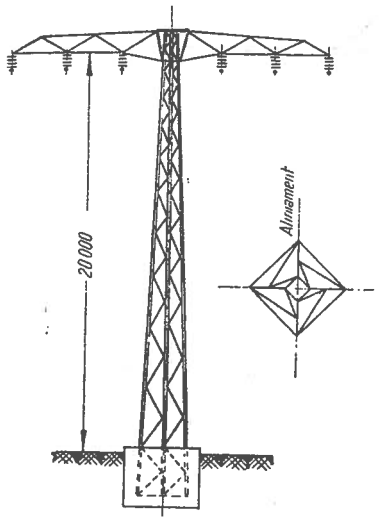


Fig. 23. Stîlp cu console articulate.

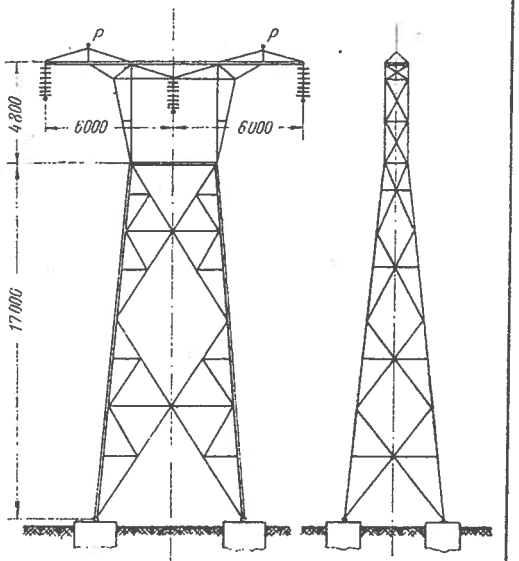


Fig. 24. Stîlp cu bază largă. Sistem rombic cu subîmpărţire.

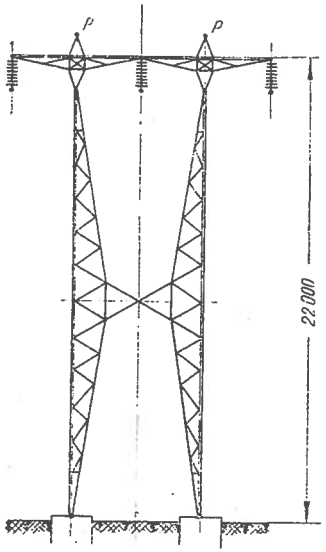


Fig. 25. Sistem folosit la linia Svirsk în U.R.S.S

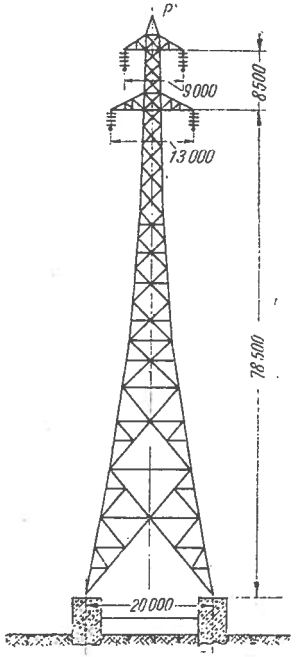


Fig. 26. Stîlp de traversare.

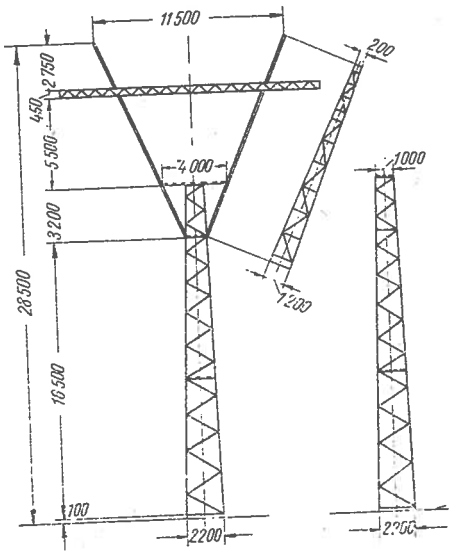


Fig. 27. Stîlp pentru linii de 220 kV, sistem pahar cu picior.

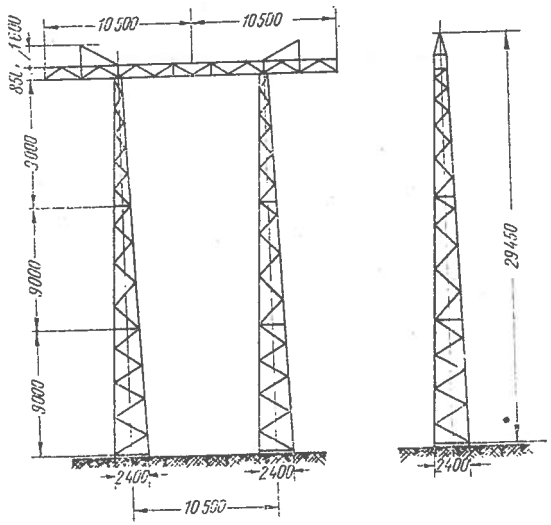


Fig. 28. Stîlp de susținere sistem portal.

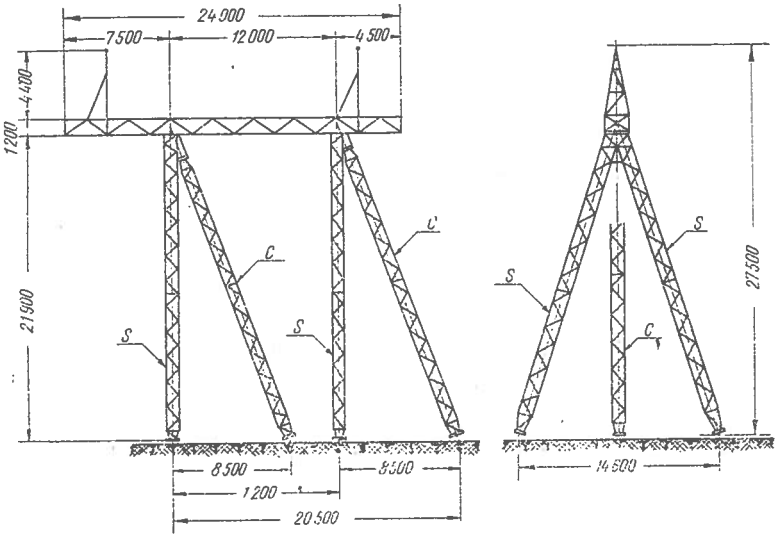


Fig. 29. Stîlp de colț, sistem portal.

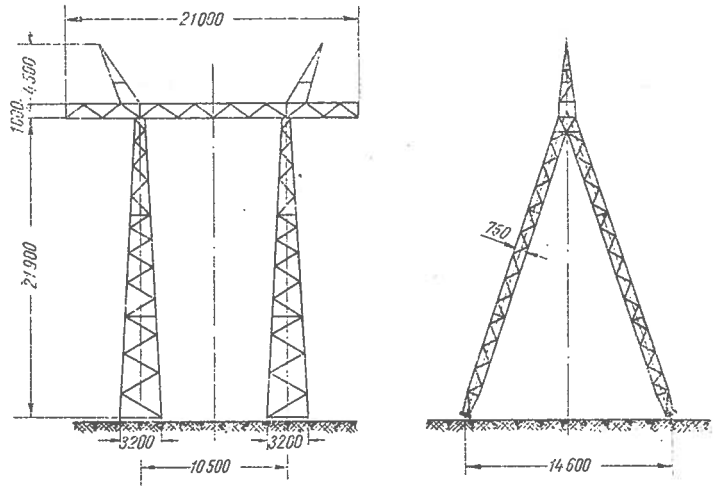


Fig. 30. Stîlp de întindere, sistem portal.

I. 3.3. Calculul și dimensionarea stîlpilor

a) Stîlpi cu un singur perete. Stîlpii cu un singur perete sînt indicați pentru linii ușoare și în special ca stîlpi de susținere, la care majoritatea încărcărilor acționează în planul peretelui. Nodurile sistemului, ca și punctele de prindere ale picioarelor de fundație, sînt considerate articulații. Sistemul este deci static determinat, iar eforturile în bare, pentru încărcări care acționează în planul peretelui, pot fi calculate cu metode grafice sau analitice cunoscute. Încărcările normale pe planul peretelui produc momente de încovoiere și de torsiune (atunci cînd sînt unilaterale), care sînt preluate numai de secțiunile celor două picioare și care vor trebui să aibe deci o rigiditate corespunzătoare. Pentru preluarea acestor momente, picioarele stîlpului se consideră încastrate în fundație, fiecare lucrînd ca o consolă, solicitările maxime fiind deci în secțiunea de reazem. Așa cum rezultă din fig. 31, forța excentrică H se înlocuiește printr-o forță H care acționează centric și care va produce o încovoiere a stîlpului după axa x și un moment de torsiune $H \cdot e$.

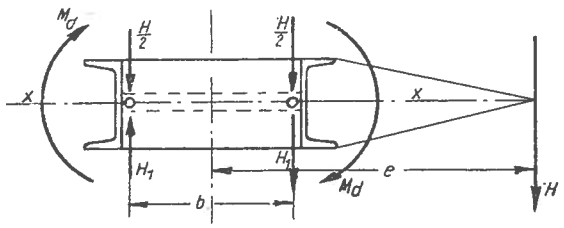


Fig. 31. Stîlp cu un singur perete. Schemă de calcul.

Influența momentului de torsiune se studiază plecînd de la premizele următoare:

1. Se neglijează rigiditatea la torsiune a barelor secundare ale sistemului (diagonale și orizontale).

2. Se consideră că cele două profile care alcătuiesc picioarele stîlpului sînt rigid legate între ele în planul de acțiune al momentului de torsiune.

3. Inclinația picioarelor față de verticală fiind mică, se neglijează componenta momentului de torsiune din picior, după direcția piciorului și se consideră că acest moment este egal chiar cu componenta orizontală.

Momentul exterior de torsiune se descompune:

— într-un cuplu $H_1 \cdot b$, forța H_1 acționînd în centrul de torsiune al fiecărui profil, care va produce o încovoiere după axa x, încovoiere care se va suprapune peste cea produsă de forța centrală H;

— în două momente de torsiune M_d care vor fi preluate fiecare de picioarele stîlpului.

Vom scrie deci:

$$M_t = H \cdot e = H_1 \cdot b + 2 \cdot M_d, \tag{1.73}$$

de unde:

$$H_1 = \frac{H \cdot e - 2 M_d}{b}. \tag{1.74}$$

Forța H_1 va produce deplasarea δ

$$\delta = H_1 \frac{h^3}{3 \cdot E \cdot J_x} = \frac{h^3}{3 \cdot E \cdot J_x} \left(\frac{H \cdot e - 2 M_d}{b} \right). \tag{1.75}$$

Forțele H_1 avînd direcții contrarii și avînd în vedere premisa 2, axa x se va roti cu unghiul φ:

$$\varphi = \frac{2 \cdot \delta}{b}. \tag{1.76}$$

Pe de altă parte avem:

$$\varphi = \frac{M_d}{G \cdot J_t} \cdot h, \tag{1.77}$$

unde h este distanța între planul momentului M_d și reazem, iar GJ_t modulul de rigiditate la torsiune al profilului.

Momentul de inerție la torsiune J_t pentru o secțiune inelară se calculează din relația:

$$J_t = \frac{\pi}{32}(D^4 - d^4),$$

unde D reprezintă diametrul exterior și d diametrul interior.

Pentru o secțiune deschisă oarecare, formată din elemente cu pereți subțiri, ne închipuim secțiunea descompusă în dreptunghiuri, avînd dimensiunea mare (lungimea) l și dimensiunea mică (înălțimea) t.

Momentul de inerție rezultă din:

$$J_t = \eta \frac{1}{3}(l_1 \cdot t_1^3 + l_2 \cdot t_2^3 + l_3 \cdot t_3^3 + \cdots).$$

η este un coeficient care ține seama de forma secțiunii și se ia:

— 0,99 pentru corniere;
— 1,12 pentru bare U;
— 1,31 pentru bare I.

Pentru secțiunile închise cu pereți subțiri, cu grosimea t, unghiul de rotire φ se calculează din relația:

$$\varphi = \frac{M_d \cdot h}{G \cdot 4F^2} \int \frac{du}{t},$$

unde F reprezintă suprafața închisă de linia mediană a peretelui și du lungimea infinitesimală măsurată pe această linie mediană. Pentru $t = \text{const.}$, rezultă:

$$\varphi = \frac{M_d \cdot h \cdot u}{4G F^2 t},$$

unde u este lungimea totală a conturului închis, format de linia mediană.

Din egalarea expresiilor (1.76) și (1.77), introducînd pentru δ expresia găsită mai sus, se obține:

$$\frac{2 h^3}{3 \cdot b^2 E \cdot J_x}(H \cdot e - 2 M_d) = \frac{M_d}{G \cdot J_t} \cdot h \tag{1.78}$$

și:

$$M_d = \frac{H \cdot e}{2 + 1{,}5 \frac{G}{E} \frac{b^2}{h^2} \frac{J_x}{J_t}}, \tag{1.79}$$

sau, introducînd $\frac{E}{G}=2{,}6$:

$$M_d=\frac{H\cdot e}{2+3{,}9\frac{b^2}{h^2}\frac{J_x}{J_t}}. \qquad (1.80)$$

Calculînd eforturile unitare normale σ din încărcarea verticală, din H și din H_1 precum și cele tangențiale din M_d, se poate afla rezistența de comparație:

$$\sigma_{com}=\sqrt{\sigma^2+3\tau^2}, \qquad (1.81)$$

care va trebui să fie inferioară rezistenței admisibile.

b) Stîlpi cu secțiune pătrată sau dreptunghiulară. Cele patru picioare ale stîlpului se consideră prinse de blocul de fundație prin articulații și de asemenea ca articulații sînt considerate toate nodurile sistemului.

Sistemul în spațiu este static determinat, cînd cele patru sisteme care alcătuiesc cele patru fețe ale stîlpului sînt static determinate și cînd facem abstracție de contravîntuirile transversale. Dacă ținem seama și de aceste legături, iar sistemul lor este static determinat, sistemul spațial este de atîtea ori static nedeterminat cîte legături transversale avem. Dacă sistemul legăturilor transversale este static nedeterminat, de exemplu cu diagonală și contradiagonală, atunci sistemul în ansamblu va fi nedeterminat de atîtea ori cîte legături avem, plus nedeterminările rezultate din sistemul legăturilor.

În mod obișnuit stîlpul se consideră descompus în cele patru sisteme care-l alcătuiesc, fiecare sistem fiind calculat la componentele încărcărilor din peretele respectiv. La stabilirea eforturilor în picioarele stîlpului, bare care fac parte din două sisteme, influența încărcărilor se va aduna aritmetic.

Ipotezele de calcul la forțe normale și forțe excepționale, pot fi reduse la următoarele trei cazuri generale de încărcare, fiecare tip de stîlp încadrîndu-se în unul, sau mai multe din aceste trei cazuri:

1. Stîlpul este încărcat cu două forțe P, egale și simetric așezate față de axul liniei, acționînd în plane verticale (fig. 32, *a*).

Cei doi pereți paralelți cu axa liniei, 1—4 și 2—3, vor prelua componentele P_x; componentele P_z se repartizează în mod egal la cele patru picioare ale stîlpului.

2. — Stîlpul este încărcat cu două forțe P, egale și simetric așezate față de axa liniei și care fac unghiurile α, β și γ cu axele x, y și z (fig. 32, *b*).

Forțele P le descompunem după direcțiile celor trei axe x, y și z.

Componentele P_x vor fi preluate de pereții paraleli cu axa x, adică 1—4 și 2—3.

Componentele P_y vor fi preluate de pereții paraleli cu axa y, adică 1—2 și 3—4.

Componentele P_z, a căror rezultantă acționează în axa stîlpului, se repartizează în mod egal la cele patru picioare ale stîlpului.

3. — Stîlpul este încărcat cu o forță P unilaterală, care acționează la distanța „e" de axa stîlpului și are o înclinație oarecare în spațiu, făcînd unghiurile α, β și γ cu axele x, y și z (fig. 32, *c*).

Forța P se descompune în cele trei componente după direcțiile axelor x, y și z.

Componenta P_z dă un moment de încovoiere $P_z\cdot e$, care se repartizează pe cei doi pereți 1—2 și 3—4, în mod egal, și o forță axială P_z, care se repartizează, în mod egal, la cele patru picioare ale stîlpului.

Componenta P_y dă un moment de încovoiere, care este preluat, de asemenea, de cei doi pereți paraleli cu axa y, 1—2 și 3—4.

Componenta P_x poate fi înlocuită printr-o forță P_x, care acționează central și care va fi preluată de pereții 1—4 și 2—3 și un moment de torsiune:

$$M_t=P_x\cdot e. \qquad (1.82)$$

Acest moment de torsiune se descompune în două cupluri, care acționează pe cele patru fețe ale stîlpului.

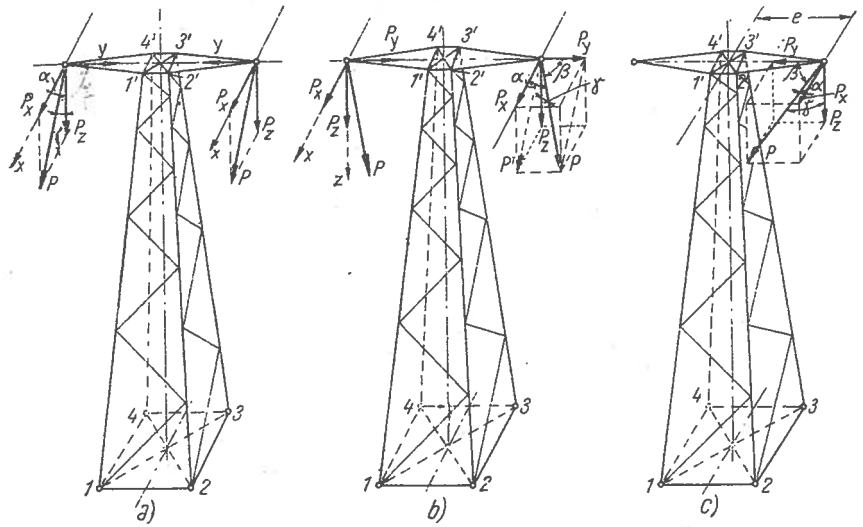


Fig. 32. Stîlp cu patru pereți. Scheme de calcul:
a — cazul de încărcare simetrică cu forțe în plane paralele cu aliniamentul; *b* — cazul de încărcare simetrică cu forțe înclinate față de aliniament; *c* — cazul de încărcare cu o forță unilaterală.

Din condiția:

$$P_1\cdot a+P_2\cdot b=M_t. \qquad (1.83)$$

considerînd că repartizarea se face în mod egal, ceea ce este admisibil atît timp cît raportul $\frac{a}{b}\leqslant 1{,}5$, mărimea celor patru forțe din momentul de torsiune va fi:

$$P_1=\frac{M_t}{2\cdot a} \quad \text{și} \quad P_2=\frac{M_t}{2\cdot b} \qquad (1.84)$$

La forțele P_2 se mai adaugă influența forței centrale P_x. Din această încărcare unilaterală P_x, cei patru pereți ai stîlpului se vor calcula la următoarele forțe:

— pereții 1—2 și 3—4 la: $P_1=\frac{M_t}{2\cdot a}$; (1.85)

— peretele 1—4 la: $\frac{M_t}{2b}-\frac{P_x}{2}$; (1.86)

— peretele 2—3 la: $\frac{M_t}{2b}+\frac{P_x}{2}$. (1.87)

Prin acest calcul aproximativ s-a neglijat rezistența la torsiune a celor patru picioare ale stîlpului. Dacă se ține seama și de această rezistență, ceea ce este indicat în cazul cînd picioarele au o secțiune cu un moment de inerție mare, de exemplu cînd sînt executate din țevi (fig. 33), calculul este analog cu cel descris la stîlpul cu un singur perete.

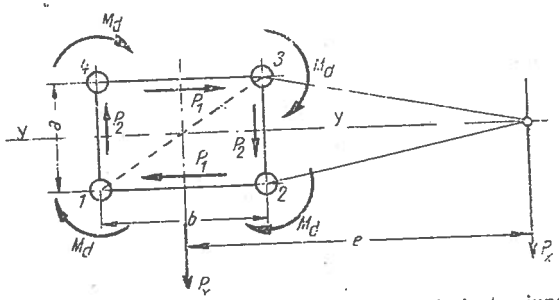


Fig. 33. Stîlp cu patru fețe cu picioare rigide la torsiune.

Vom avea:

$$P_x \cdot e = P_1 \cdot a + P_2 \cdot b + 4M_d = 4M_d + M_s, \tag{1.88}$$

unde:

M_s este momentul de torsiune preluat de stîlp;
M_d — momentul de torsiune preluat de fiecare picior.

Însemnînd, ca și în cazul precedent, cu h înălțimea stîlpului între legătura transversală și încastrare, rotirea piciorului stîlpului la nivelul legăturii transversale va fi:

$$\varphi = \frac{M_d}{G \cdot J_t} \cdot h. \tag{1.89}$$

Dacă asupra stîlpului, la care se neglijează rezistența la torsiune a secțiunilor picioarelor, acționează un moment unitar, rotirea respectivă se poate calcula din relația:

$$\varphi_1 = \sum_{1}^{n} \frac{N_{1n}^2 \cdot l_n}{E \cdot A_n}. \tag{1.90}$$

Suma se extinde asupra tuturor barelor sistemului, N_{1n} reprezentînd efortul în bara n din $M_t = 1$, iar l_n și A_n lungimea și secțiunea acelei bare. Eforturile N_1 se obțin considerînd că la nivelul legăturii transversale pe cele patru fețe ale stîlpului acționează perechile de forțe ale căror valori sînt egale cu $^1/_2a$ și $^1/_2b$; aceste forțe rezultă din descompunerea momentului de torsiune $M_t = 1$.

Rotirea din M_s va fi deci $\varphi_1 \cdot M_s$ care egalată cu rotirea piciorului (1.89), va da:

$$\frac{M_d \cdot h}{G \cdot J_t} = \varphi_1 \cdot M_s. \tag{1.91}$$

Introducînd în ecuația (1.88) rezultă:

$$M_d = \frac{P_x \cdot e}{4 + \frac{h}{G \cdot J_t \varphi_1}} \tag{1.92}$$

și

$$M_s = P_1 \cdot a + P_2 \quad b = \frac{P_x \cdot e}{1 + 4\frac{\varphi_1 G \cdot J_t}{h}} \tag{1.93}$$

Forțele P din influența momentului de torsiune pot fi calculate din relația de mai sus și cu condiția:

$$P_1 = \frac{b}{a} P_2. \tag{1.94}$$

Ca și în cazul precedent, la forțele P va trebui adăugată influența forței centrale P_x.

Determinarea eforturilor în barele sistemului se poate face grafic sau analitic. În exemplele din fig. 34 și 35 este arătată o metodă grafico-analitică și anume: dintr-un desen la scară se măsoară lungimile care interesează, calculul eforturilor reducîndu-se la o simplă împărțire.

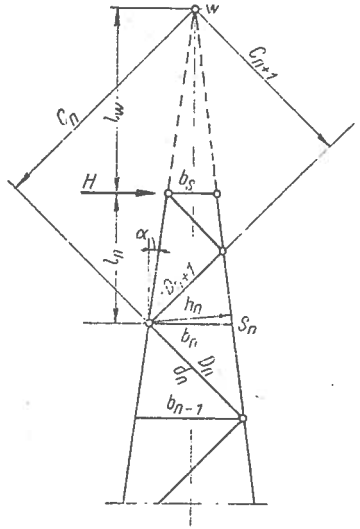


Fig. 34. Schemă pentru calculul eforturilor în bare.

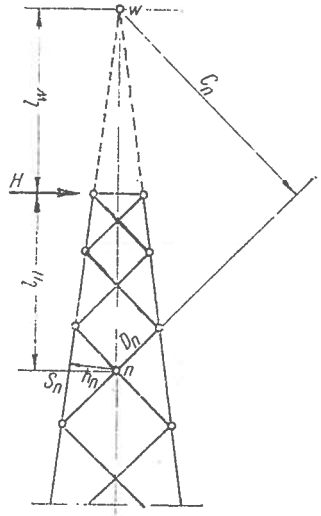


Fig. 35. Schemă pentru calculul eforturilor în bare.

La sistemul din fig. 34 vom avea:

$$S_n = \frac{M_n}{h_n}; \tag{1.95}$$

$$D_n = -\frac{M_w}{c_n}; \tag{1.96}$$

$$D_{n+1}=+\frac{M_w}{c_{n+1}} \tag{1.97}$$

În sistemul din fig. 35, cu o suficientă aproximație, se consideră că efortul în cele două diagonale de la același nivel este egal și de semn contrar. Această aproximație rezultă din împărțirea sistemului static nedeterminat în două sisteme static determinate, încărcate fiecare cu jumătate din forța H. Considerația este riguroasă cînd forța H este repartizată în mod egal pe cele două noduri superioare. Pentru acest sistem se obține:

$$S_n=\frac{M_n}{2h_n}; \tag{1.98}$$

$$D_n=\pm\frac{M_w}{2\cdot c_n}. \tag{1.99}$$

Lungimea perpendicularei din punctul w pe direcția diagonalei respective poate fi exprimată analitic în funcție de lungimi care apar chiar în sistemul stîlpului, nemaifiind necesară deci determinarea punctului w. De exemplu, pentru cazul din fig. 34 avem:

$$c_n=\frac{b_n\cdot b_{n+1}}{d_n\cdot 2\operatorname{tg}\alpha} \tag{1.100}$$

și

$$l_w=\frac{b_s}{2\operatorname{tg}\alpha}, \tag{1.101}$$

de unde:

$$D_n=\pm\frac{H\cdot l_w}{c_n}=\pm\frac{H\cdot b_s\cdot d_n}{b_n\cdot b_{n-1}}. \tag{1.102}$$

Eforturile calculate din sistemul proiectat pe un plan vertical, avînd în vedere că peretele este înclinat, trebuie corectate. Efortul real se obține înmulțind pe cel rezultat din sistemul proiectat pe planul vertical cu raportul:

$$\eta=\frac{\text{Lungimea reală a barei}}{\text{Proiecția pe verticală a lungimei barei}}.$$

La stîlpii la care fețele sînt formate din mai multe plane, de exemplu cazurile din fig. 22, *c* și 26, la determinarea eforturilor trebuie să se țină seama de creșterea diferită a lățimii pe înălțimea stîlpului.

Așa cum rezultă din fig. 36, avem:

Peretele *I*, sub influența încărcării X, va exercita pe peretele *II*, ca reacțiuni, o forță X și două forțe S_I egale și de semne contrarii, care se află în planul suprafeței *I* și care împiedică rotirea acesteia. Din această condiție rezultă:

$$S_I=\frac{X\cdot h_1}{a_1\cdot\cos\alpha_1}=\frac{M_1}{a_1\cdot\cos\alpha_1}. \tag{1.103}$$

Suprafața *II* va fi încărcată cu reacțiunile suprafeței *I*, ca acțiuni. Forțele nefiindu-se însă în planul suprafeței *II*, va trebui să le descompunem în componente în planul acestei suprafețe α_2 și în componente orizontale care vor încărca pereții paraleli cu axa *y*.

Mărimea acestor componente rezultă din fig. 36:

$$S'_I=S_I\frac{\cos\alpha_1}{\cos\alpha_2}; \tag{1.104}$$

$$Y_I=S_I\frac{\cos\alpha_1}{\cos\alpha_2}\cdot\sin\alpha_2-S_I\sin\alpha_1=$$

$$=S_I\cos\alpha_1(\operatorname{tg}\alpha_2-\operatorname{tg}\alpha_1)=\frac{M_1}{a_1}(\operatorname{tg}\alpha_2-\operatorname{tg}\alpha_1). \tag{1.105}$$

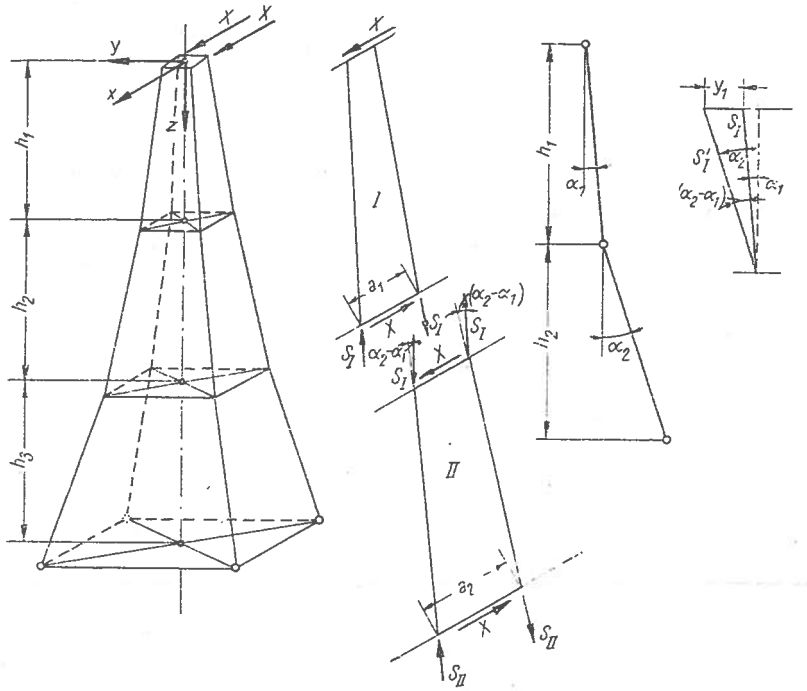


Fig. 36. Stîlp cu fețe formate din mai multe plane.

La un anumit nivel *n*, forța orizontală Y_n va fi:

$$Y_n=\frac{M_n}{a_n}(\operatorname{tg}\alpha_{n+1}-\operatorname{tg}\alpha_n). \tag{1.106}$$

În general, aceste forțe Y sînt mici și este suficient ca influența lor să fie urmărită numai asupra orizontalelor, care în mod obligatoriu trebuie să se afle în sistemul stîlpului la nivelele de modificare a înclinației fețelor.

c) Consolele. Sistemul consolelor depinde de lungimea lor, de mărimea forțelor pe care le suportă, de distribuția și de felul izolatorilor.

Pentru lungimi și încărcări mici sînt folosite console formate din bare rigide, executate din corniere sau bare U. Pentru lungimi și încărcări mai mari, consolele se execută ca sisteme cu zăbrele în spațiu, formate de obicei din trei pereți, unul orizontal, care preia forțele orizontale în sensul aliniamentului și doi pereți înclinați, care preiau forțele verticale.

In afară de diferitele încărcări din conductori, care așa cum s-a arătat mai înainte, pot fi descompuse în cele trei componente P_x, P_y și P_z după cele trei axe x, y și z și în afară de greutatea proprie, conform prescripțiilor, consolele trebuie calculate și la greutatea unei platforme de lucru, inclusiv scule și oameni. Pentru această platformă se consideră o forță concentrată de 100 kg la liniile cu izolatori rigizi, de 250 kg la stîlpii de susținere ai liniilor cu izolatori suspendați și de 500 kg la stîlpii de întindere ai acestor linii.

Calculul static al consolelor este elementar și se va putea urmări în exemplul numeric dat la sfîrșitul acestui capitol.

d) Stîlpi sub formă de portale. Stîlpii împreună cu traversa superioară formează un cadru, al cărui grad de nedeterminare statică depinde de modul de prindere al stîlpilor în fundații, de modul de prindere al riglei în stîlpi și de sistemul fețelor care alcătuiesc picioarele cadrului și rigla.

În fig. 37 sînt arătate cele trei scheme mai obișnuite.

Soluția *a*, care este cea mai folosită, este un sistem de trei ori static nedeterminat, iar sistemele *b* și *c* odată static nedeterminate.

Calculul pentru încărcările care acționează în planul cadrului, se efectuează cu metodele obișnuite în statica construcțiilor.

De exemplu, pentru sistemul *a* din fig. 37 se aleg ca necunoscute eforturile în talpa inferioară și superioară a riglei și forța tăietoare la mijloc (fig. 38).

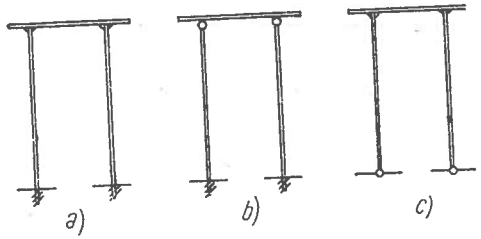


Fig. 37. Sisteme portal.

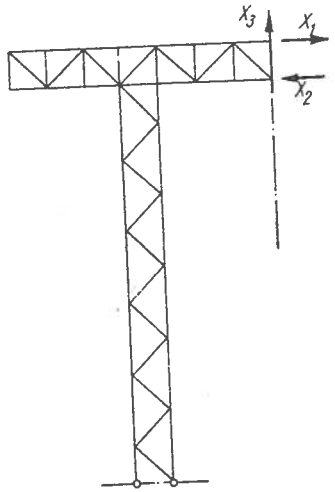


Fig. 38. Schemă de calcul alegerea necunoscutelor.

În cazul unei încărcări simetrice, gradul de nedeterminare se reduce la doi, deoarece în acest caz avem $X_3=0$, iar în cazul unei încărcări antisimetrice avem $X_1=X_2=0$, deci rămîne o singură necunoscută de calculat.

Pentru o încărcare simetrică, calculul decurge în modul următor:

1. — În sistemul făcut static determinat, prin egalarea necunoscutelor cu zero, se calculează eforturile N^0 în bare din încărcarea exterioară.

2. — Se calculează de asemenea în barele sistemului static determinat, eforturile din necunoscutele X_1 și X_2, făcute pe rînd egale cu —1. Aceste eforturi se notează cu N_1, respectiv N_2.

3. — Mărimea necunoscutelor X rezultă din rezolvarea sistemului ecuațiilor elastice:

$$X_1 \cdot \delta_{11} + X_2 \cdot \delta_{12} = \delta_{1p}. \qquad (1.107)$$
$$X_1 \cdot \delta_{21} + X_2 \cdot \delta_{22} = \delta_{2p},$$

unde:

$$\delta_{11} = \sum_1^n \frac{N_1^2 l_n}{EA_n};$$

$$\delta_{22} = \sum_1^n \frac{N_2^2 l_n}{EA_n};$$

$$\delta_{12} = \delta_{21} = \sum_1^n \frac{N_1 \cdot N_2 \cdot l_n}{EA_n};$$

$$\delta_{1p} = \sum_1^n \frac{N_1 \cdot N_0 \cdot l_n}{EA_n};$$

$$\delta_{2p} = \sum_1^n \frac{N_2 \cdot N_0 \cdot l_n}{EA_n}.$$

Pentru efectuarea calculelor este deci necesară cunoașterea secțiunilor barelor, cunoaștere care formează de fapt obiectul calculului static.

Într-un prim calcul se poate neglija influența zăbrelelor (diagonale și montanți) și se poate considera pentru tălpi (picioarele stîlpilor și tălpile riglei) o secțiune constantă sau un anumit raport între secțiunile acestor elemente. Calculul se simplifică prin aceea că, secțiunea constantă poate fi scoasă în afara sumei și se lucrează cu deformațiile multiplicate cu această secțiune constantă ceea ce, așa cum rezultă evident din ecuațiile (1.107), nu modifică rezultatul final.

4. — Efortul într-o anumită bară a sistemului static nedeterminat se calculează din relația:

$$N_n = N_n^0 - N_{1n} \cdot X_1 - N_{2n} \cdot X_2. \qquad (1.108)$$

Încărcările perpendiculare pe planul cadrului produc o încovoiere a riglei (care se calculează ca o grindă simplu rezemată cu console, avînd ca deschidere distanța dintre axele stîlpilor) și o încovoiere a stîlpilor (care se calculează ca fiind încastrați în partea inferioară). Atunci cînd forțele orizontale perpendiculare pe planul portalului sînt importante (cazul stîlpilor de întindere), picioarele se execută în formă de capră, fiecare din două elemente, astfel cum se vede în fig. 30.

Sistemul plan al fețelor riglei și stîlpilor se execută de obicei ca un sistem static determinat, format din diagonale sau diagonale și montanți, respectiv orizontale.

c) Dimensionarea elementelor stîlpilor. Dimensionarea se face cu formulele obișnuite pentru barele supuse la întindere și compresiune centrică, sau întindere și compresiune excentrică, supuse la încovoiere sau la torsiune, după cum este cazul.

Rezistențele admisibile în material și în elementele de îmbinare sînt altele decît cele obișnuite în construcțiile metalice. În tabela 9 sînt date aceste rezistențe pentru oțelul normal, după VDE 0210-51.

Tabela 9

Rezistențele admisibile, în kg/cm²

Nr.	Felul încărcării	Încărcări normale	Încărcări excepționale
1	Rezistențe admisibile la întindere și încovoiere	1 600	2 200
2	Rezistența la întindere în buloane strunjite . .	1 100	1 650
3	Rezistența la întindere în buloane brute . . .	1 100	1 650
4	Rezistența la forfecare în nituri	1 500	2 200
5	Rezistența la forfecare în buloane păsuite . .	1 280	1 750
6	Rezistența la forfecare în buloane brute . . .	1 100	1 500
7	Presiunea pe gaură la nituri și buloane păsuite .	4 000	5 500
8	Presiunea pe gaură la buloane brute	2 500	3 400

La stabilirea acestor rezistențe admisibile s-a luat în considerație un coeficient de siguranță mai redus, justificat prin ipotezele de încărcare care acoperă toate combinațiile posibile și prin faptul că siguranța exploatării nu este influențată de comportarea construcției metalice în egală măsură ca la o construcție obișnuită.

La determinarea efortului unitar de întindere în barele formate dintr-o cornieră prinsă în nod cu un singur nit sau un singur bulon, ca secțiune netă a barei se va considera numai secțiunea slăbită prin gaura de nit a aripei prinse în nod:

$$A_{net} = (b - d)\, t,$$

b și t reprezintă lățimea și grosimea aripei prinse în nod;
d — diametrul găurii.

În ceea ce privește lungimea de flambaj a barelor comprimate, sînt de făcut o serie de observații.

Cînd picioarele stîlpului sînt executate dintr-o cornieră cu aripi egale, la calculul coeficientului de subțirime λ, se va lua în considerație raza de girație minimă i_η a profilului.

La stîlpii alcătuiți după schema din fig. 39, *a*, ca lungime de flambaj a picioarelor se va considera 0,8 l. Această lungime de flambaj se va reduce la 0,7 l, cînd sînt prevăzute contravîntuiri transversale din două în două noduri.

Pentru stîlpii alcătuiți ca în fig. 39, *b*, lungimea de flambaj rămîne egală cu l dacă $\lambda \leqslant 80$. Cînd $\lambda > 80$, lungimea de flambaj se ia egală cu l numai atunci cînd eforturile în piciorul stîlpului cresc de sus în jos și cînd lungimea panoului superior este mai mare ca a celui inferior; altfel lungimea de flambaj se sporește cu 10%.

Punctele de intersecție ale diagonalelor așezate în cruce se consideră ca puncte fixe și în direcție perpendiculară pe planul peretelui, chiar atunci cînd prinderea diagonalelor este făcută cu un singur nit sau un singur bulon.

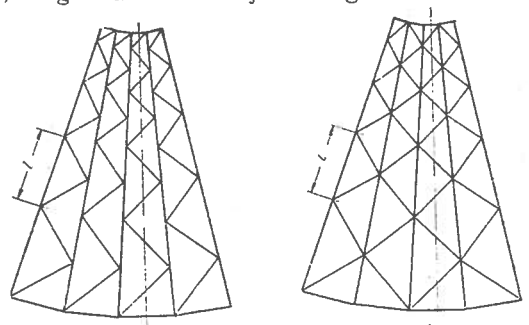


Fig. 39. Sistemul desfășurat al stîlpului:
a — sistem triunghiular identic; *b* — sistem triunghiular inversat.

Pentru secțiunile barelor nu sînt admise grosimi sub 4 mm, corniere cu o aripă, pe care se execută prinderea, sub 35 mm și oțel lat sub 30 mm.

În tabela 10 sînt date, pentru diferitele lățimi de aripi ale cornierelor, diametrele maxime admisibile ale niturilor și buloanelor care pot fi folosite. Buloanele sînt date în cele două alternantive prevăzute de STAS, cu filet metric și filet în țoli [1]).

Tabela 10

Diametrele maxime ale niturilor

Lățimea aripei, mm . .	35		40	45	50	60	70	75	80
Diametrul nominal al nitului	10		13	13	16	19	22	25	28
Bulonul cu filet în țoli		1/2″	1/2″	1/2″	5/8″	3/4″	7/8″	1″	1 1/8″
Diametrul găurii, mm .	10,5	13	14	14	17	20	23	26	29
Bulonul cu filet metric	12		12	14	16	20	24	27	30
Diametrul găurii, mm .	13		13	15	17	21	25	28	31

[1]) Așa cum rezultă din tabela 10, diametrul buloanelor în sistemul metric nu corespunde cu diametrul niturilor standardizate. Din această cauză, la întrebuințarea buloanelor în sistemul metric, atelierul este obligat să execute găuri diferite pentru elemente de îmbinare care diferă foarte puțin ca diametru. Prin întrebuințarea obligatorie a buloanelor metrice se impune deci o modificare a diametrului niturilor.

Pentru stîlpii executați din țevi, dintr-un material cu o rezistență la rupere de minimum 5 500 kg/cm², se poate merge cu rezistențele admisibile la 2 400 kg/cm² pentru încărcările normale și la 3 000 kg/cm² pentru încărcări excepționale.

Coeficienții de flambaj se iau cei corespunzători oțelului special OL. X. 52.

I. 3. 4. Soluții constructive

Construcția metalică a stîlpilor se execută nituită, sudată sau bulonată. Se folosește de obicei nituirea și mai ales sudura pentru lucrările care se execută în atelier și bulonarea, pentru asamblările de montaj.

Picioarele stîlpilor mici și mijlocii pot fi executate dintr-o singură cornieră, diagonalele și orizontalele prinzîndu-se direct pe aripile acestor corniere. Această prindere directă este posibilă la construcțiile sudate și de asemenea în cele mai multe cazuri și la cele nituite, deoarece eforturile în diagonale fiind mici, prinderea se poate face cu un singur nit sau bulon, ceea ce la aceste construcții este admis.

Cornierele diagonalelor se așază de preferință cu aripa normală pe față, spre interior. Această soluție pe lîngă că este mai estetică, evită deformarea diagonalelor în timpul transportului și montajului. În cazul sistemului în cruce sau rombic este însă indicată așezarea diagonalelor alternativ în interior și exterior, pentru ca să nu fie necesară o întrerupere a unei corniere în nodul de intersecție.

Cînd diagonalele se așază pe o singura parte a fețelor stîlpului (fig. 40), prinderea diagonalelor cu același nit nu este recomandabilă, deoarece apar

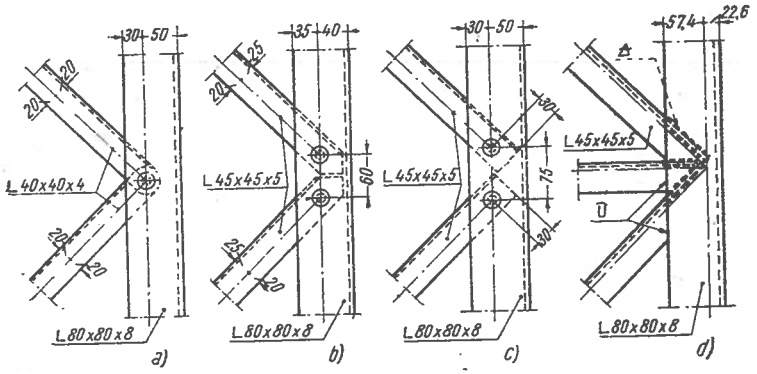


Fig. 40. Prinderea directă a diagonalelor:
a — diagonalele centrate prinse cu același nit; *b* și *c* — diagonalele descentrate, prinse separat; *d* — prindere sudată.

eforturi de încovoiere în nit (fig. 40, *a*). În acest caz se recomandă o mică decalare a axelor diagonalelor (v. fig. 40, *b* și 40, *c*). Excentricitatea este mult mai mică și poate fi chiar evitată la construcțiile sudate (fig. 40, *d*). Atunci cînd din cauza numărului mai mare de nituri prinderea nu se mai poate face direct, se folosesc gusee (fig. 41, *a* și fig. 41, *b*).

La stîlpi mai mari, în special la partea lor inferioară, secțiunea dintr-o singură cornieră nemaifiind suficientă, se poate trece la o întărire a cornierei cu platbande sau la o secțiune formată din două corniere așezate în cruce. În acest ultim caz, pentru a nu avea o modificare bruscă a lățimii piciorului, schimbarea secțiunii, din motive estetice, se recomandă a se plasa imediat sub consola inferioară.

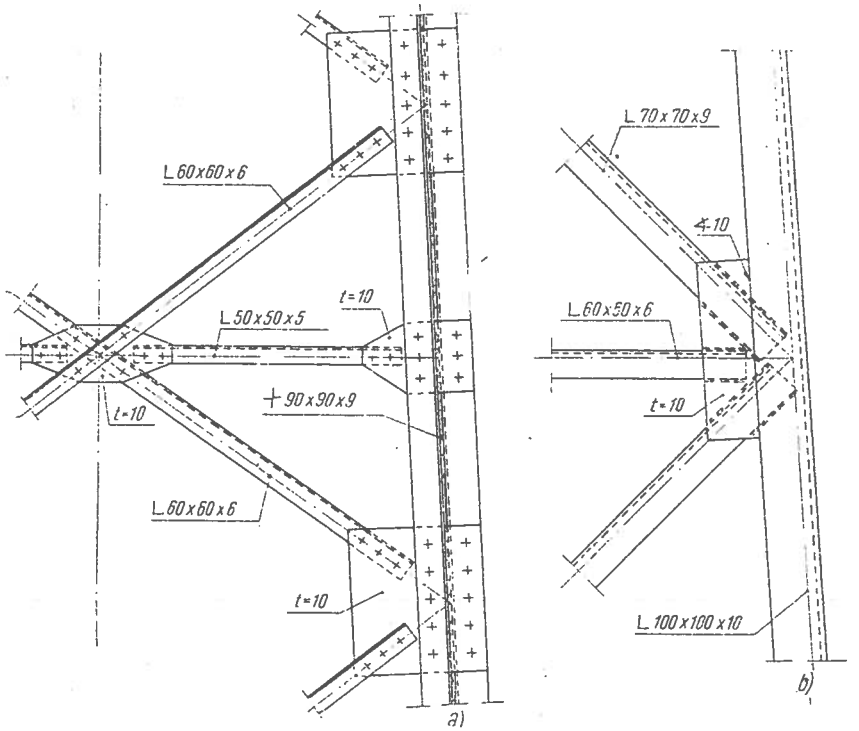


Fig 41. Prinderea diagonalelor cu gusee:
a — soluție nituită; *b* — soluție sudată.

Îmbinarea cornierelor piciorului se poate face sau direct, prin suprapunerea cornierei tronsonului superior pe corniera inferioară (fig. 42, *a*), sau cu o cornieră de îmbinare așezată în interior și eclise în exterior (fig. 42, *b*).

Cînd îmbinarea se plasează chiar în nod, eclisele se dezvoltă ca gusee, permițînd prinderea diagonalelor (fig. 43).

La stîlpii de dimensiuni mari, nodurile nu sînt așezate de obicei pe o dreaptă; îmbinarea cornierelor piciorului se plasează în nodul de schimbare a înclinației. Acoperirea se realizează prin corniere îndoite și eclise (fig. 44).

În fig. 45, *a* și 45, *b* sînt arătate soluții de prindere a diagonalelor și orizontalelor într-un nod, pentru cazul stîlpilor din țevi.

Contravîntuirile transversale se prind de orizontalele peretelui și pot fi executate dintr-o singură diagonală (fig. 46, *a*) sau din două diagonale așezate în cruce (fig. 46, *b*).

Prinderea diagonalelor se poate face direct pe orizontala peretelui (fig. 46, *c*) sau mai bine de un guseu fixat de aceste orizontale (exemplul din fig. 46, *a* și 46, *b*).

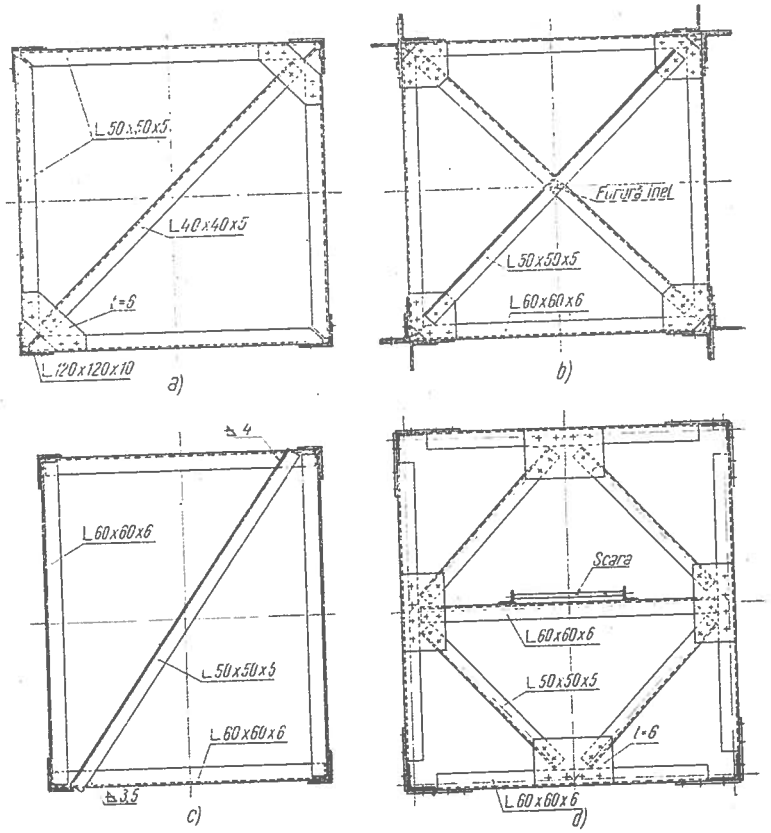


Fig 46. Contravîntuiri transversale:
a — sistem simplu, prindere prin guseu; *b* — sistem dublu, prindere prin guseu; *c* — sistem simplu, prindere directă sudată; *d* — sistem rombic.

Contravîntuirea transversală poate fi executată și ca în fig. 46, *d*, cînd se cere în mijlocul stîlpului un spațiu liber, pentru montarea unei scări necesare întreținerii și exploatării.

Consolele pe care se fixează izolatorii pot fi executate din bare rigide (v. fig. 47, *a* și 47, *b*) sau pentru lungimi și încărcări mai mari pot fi executate ca grinzi cu zăbrele (fig. 48, *a* și 48, *b*).

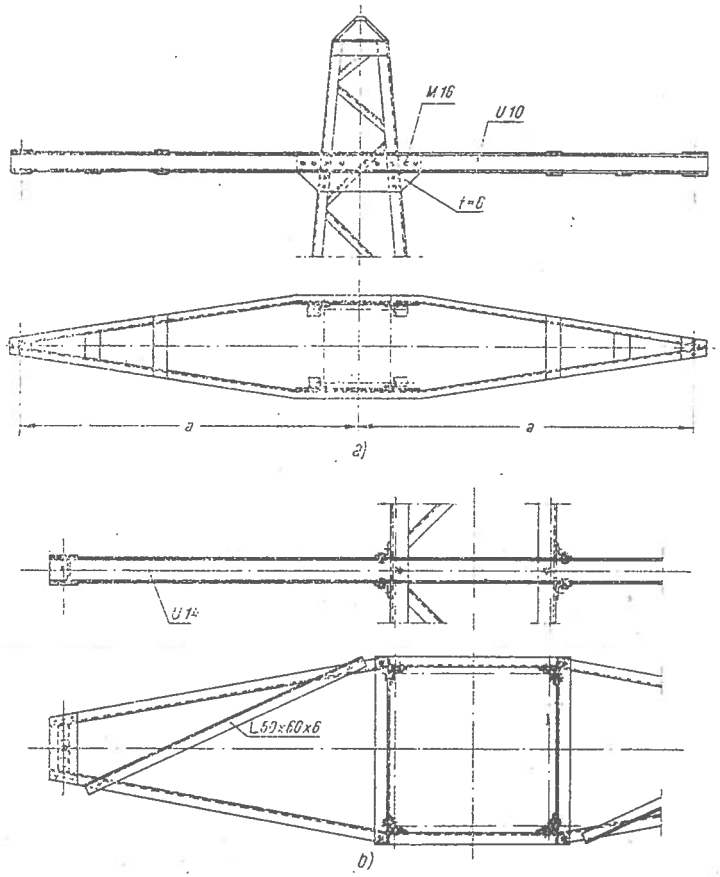


Fig. 47. Console:
a — consolă simplă; *b* — consolă simplă, cu contravîntuire.

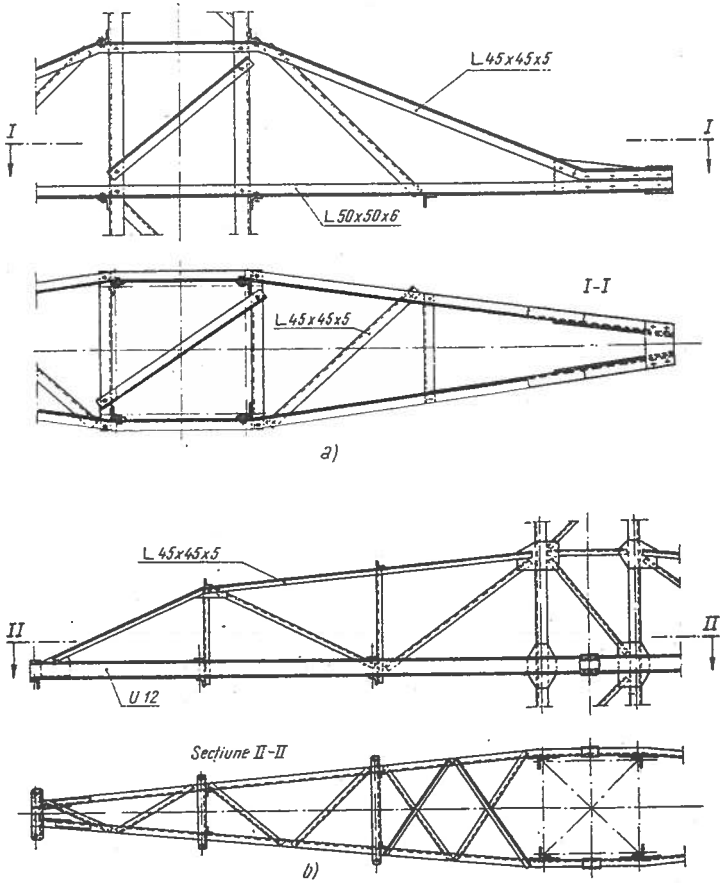


Fig. 48. Console:
a — consolă scurtă executată cu zăbrele; *b* — consolă cu deschidere mai mare, executată cu zăbrele.

În fig. 49 este arătată construcția unei console cu articulație.

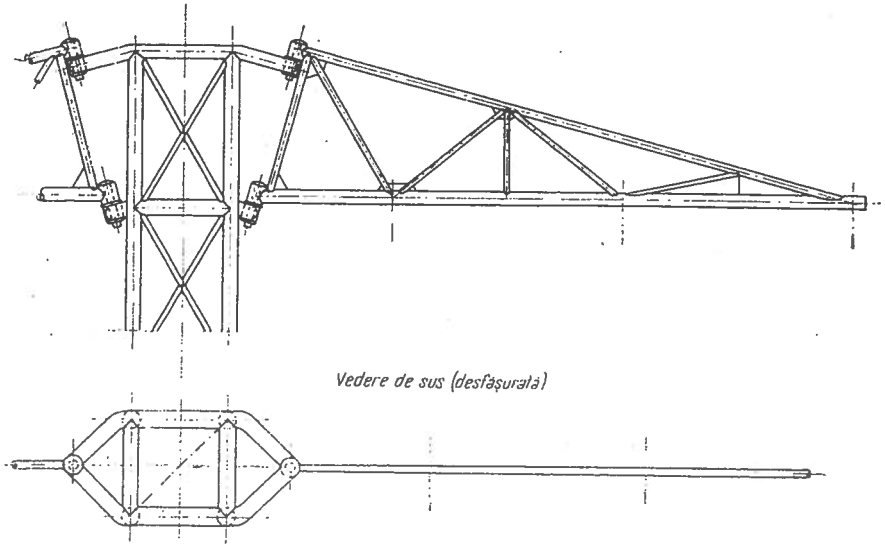


Fig. 49. Consolă cu articulație.

I. 4. FUNDAȚIILE ȘI PRINDEREA STILPILOR DE FUNDAȚII

Fundațiile stîlpilor pot fi executate:

— dintr-un grătar din traverse de lemn sau beton îngropate la o anumită adîncime față de nivelul terenului;

— dintr-un bloc de beton în care stîlpul este introdus pe o anumită adîncime, sau de care stîlpul este prins;

— din blocuri izolate pentru fiecare picior în parte.

I. 4. 1. Grătare din traverse de lemn sau de beton

La o anumită adîncime se creează o placă din traverse de lemn sau de beton, cu ajutorul căreia se realizează încastrarea stîlpului. Traversele de lemn, executate din lemn de brad sau de stejar, trebuie impregnate cu carbolineum sau creozot. De asemenea, construcția metalică, care se îngroapă, trebuie protejată contra ruginii prin vopsirea la cald cu o emulsie de asfalt și gudron. Baza stîlpului se prevede cu două plăci de încastrare așezate la o distanță cît mai mare una de alta, pentru ca momentul de stabilitate să fie cît mai mare. În felul acesta una din plăci va exercita o presiune pe teren care nu va trebui să depășească rezistența admisă, iar cealaltă placă va an-

trena un masiv de pămînt, a cărui greutate trebuie să fie mai mare ca forța ascendentă transmisă prin această placă (fig. 50).

Vor trebui deci respectate condițiile:

1. Condiția de rezistență:

$$p_e=\left[\frac{H(h+t)}{a}+\frac{1}{2}G_s+\gamma_{vmax}\cdot t\cdot c\cdot b\right]\frac{1}{b\cdot c}<p_a, \qquad (1.109)$$

unde:

— $H(h+t)$ reprezintă momentul din forțele orizontale calculat față de baza stîlpului;

— G_s — reacțiunea verticală totală adusă de stîlp;

— dimensiunile: a, b, c, h și t rezultă din figură.

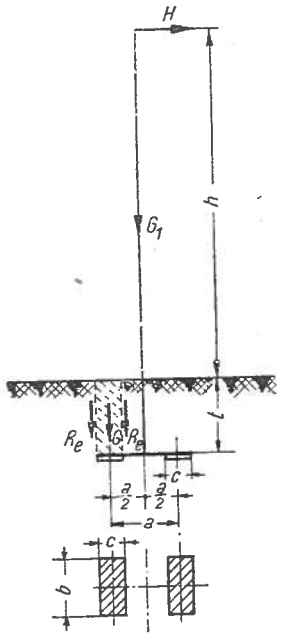


Fig. 50. Schemă de calcul pentru încastrarea stîlpului prin grătare de traverse îngropate.

2. Condiția de stabilitate:

$$1{,}3\,(G+R_e)\geqslant\frac{H(h+t)}{a}-\frac{1}{2}G_s, \qquad (1.110)$$

unde:

— G reprezintă greutatea masivului de pămînt aflat deasupra plăcii de ancorare, egală cu $\gamma_{min}\cdot b\cdot c\cdot t$;

— R_e este forța de frecare care se naște pe pe fețele masivului de pămînt și care se ia egală cu:

$$R_e=\zeta_0\cdot\gamma\cdot t^2(c+b)\,\mu_t, \qquad (1.111)$$

unde:

$$\zeta_0=\operatorname{tg}^2\left(45^0-\frac{\varphi}{2}\right);$$

$$\mu_t=\operatorname{tg}\varphi.$$

Greutatea specifică aparentă și unghiul de frecare interioară se iau din tabela 11.

Soluții constructive sînt date în fig. 51.

În fig. 51, *a* este arătată execuția plăcii de ancorare în cazul folosirii traverselor de lemn, iar în fig. 51, *b* alternativa cu plăci prefabricate din beton armat.

O condiție pentru buna realizare a acestui sistem de încastrare al stîlpului, o constituie bună îndesare a umpluturii.

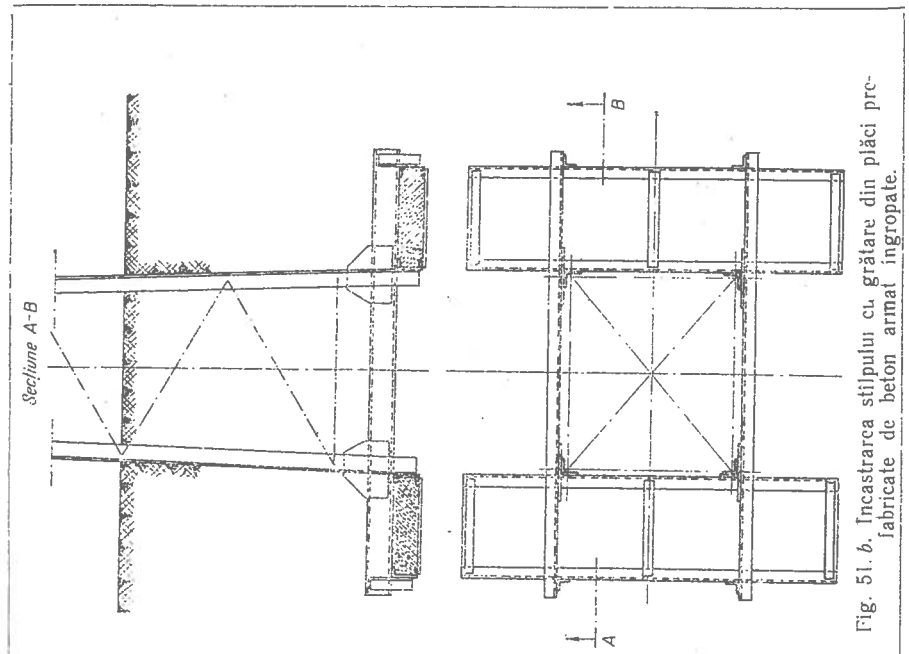


Fig. 51. *b*. Încastrarea stîlpului cu grătare din plăci prefabricate de beton armat îngropate.

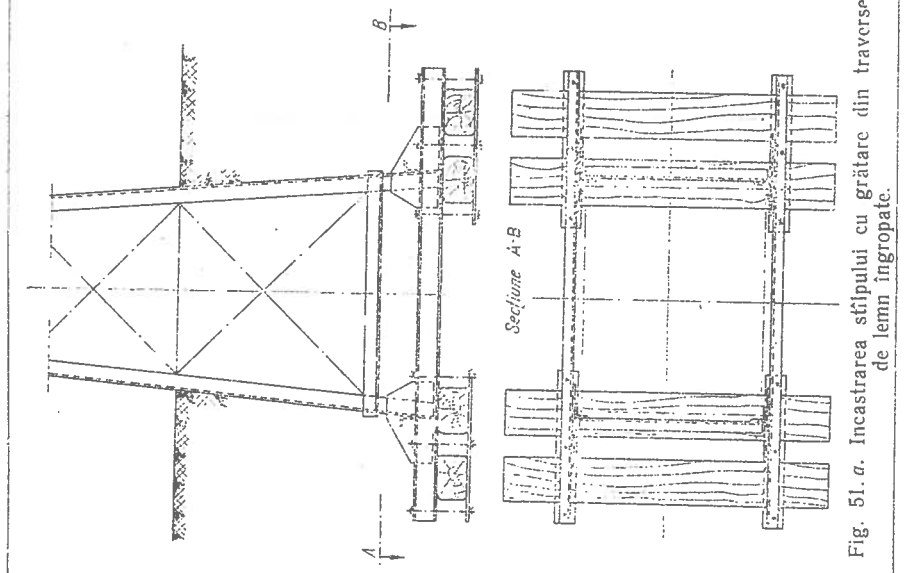


Fig. 51. *a*. Încastrarea stîlpului cu grătare din traverse de lemn îngropate.

I. 4. 2. Fundație bloc

La calculul presiunilor pe teren și a stabilității se ține seama de efectul de încastrare elastică a blocului de fundație în teren. Acest mod favorabil de calcul este admisibil în cazul stîlpilor pentru linii de transport de energie electrică, deoarece mici deplasări și rotiri ale fundației nu cauzează o modificare a solicitărilor în construcția metalică a stîlpului și nu deranjează buna funcționare a liniei. O atenție deosebită trebuie dată la executarea blocului, pentru realizarea unui contact sigur între fundație și terenul natural. În acest

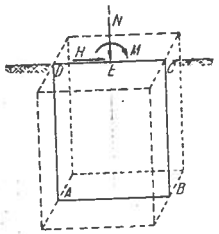


Fig. 52. Blocul de fundație.

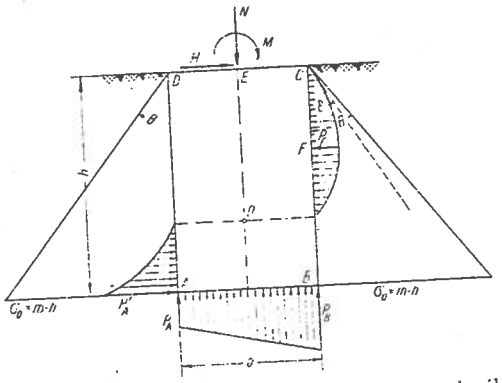


Fig. 53. Schemă privind repartizarea presiunilor pe teren în cazul blocurilor încastrate elastic.

scop betonul turnat în fundație trebuie bine bătut cu maiul, iar pereții gropii în care se toarnă betonul nu trebuie să prezinte surpări. La blocurile executate cu secțiuni care variază în trepte, încastrarea elastică se ia în considerație numai pe înălțimea treptei inferioare.

Calculul presiunilor pe teren se face în următoarele ipoteze:

1. Fundația se consideră rigidă, iar terenul (mediul înconjurător), elastic și capabil de a prelua numai compresiuni. Deci, pe fețele de contact între bloc și teren pot apărea numai eforturi unitare de compresiune proporționale cu deformațiile terenului.

2. Fundația are formă prismatică și este îngropată în teren pînă la fața ei superioară.

3. Solicitările N, M și H, raportate față de centrul bazei stîlpului (în fig. 52 punctul E), acționează în planul de simetrie $ABCD$. Forța verticală N cuprinde și greutatea blocului.

Însemnînd cu:

C_z — coeficientul de deformație al terenului la compresiune uniformă în direcție verticală;

C_x — coeficientul de deformație al terenului în direcție orizontală (numit coeficient la lunecare uniformă) și presupunînd că acest coeficient determinat la talpa fundației, variază proporțional cu înălțimea

$$C_{x,\,y}=C_x\cdot\frac{y}{h}$$

din condițiile de echilibru, ($\Sigma X=0$, $\Sigma Y=0$ și $\Sigma M=0$) și neglijînd influența eforturilor tangențiale pe fețele verticale ale blocului, se obțin expresiile

analitice ale presiunilor pe talpă și pe fețele verticale ale blocului de fundație. Variația acestor presiuni este dată în fig. 53 [1]).

Pe talpa fundației rezultă:

$$p_A=\frac{N}{a\cdot b}-\frac{6\,a\,(2\,H\cdot h+3\,M)}{b\,(a^3+\beta h^3)}\;; \tag{1.112}$$

$$p_B=\frac{N}{a\cdot b}+\frac{6\,a\,(2\,H\cdot h+3\,M)}{b\,(a^3+\beta h^3)} \tag{1.113}$$

Efortul unitar p_A trebuie să fie de asemenea pozitiv, adică blocul trebuie să exercite o compresiune pe teren și în acest punct.

Presiunea orizontală în punctul A va fi:

$$p'_A=-\frac{2H}{a\cdot b}+\frac{4\,\beta h(2\,H\cdot h+3\,M)}{b\,(3\,a^3+\beta h^3)}\cdot \tag{1.114}$$

Presiunea orizontală maximă pe fața BC rezultă:

$$p_F=\frac{12\,\beta}{b\cdot h}\,\frac{2\,H\cdot h+3\,M}{3\,a^3+\beta h^3}\left(\frac{h}{3}+\frac{H}{12\,\beta h}\,\frac{3\,a^3+\beta h^3}{2\,H\cdot h+3\,M}\right)^2\cdot \tag{1.115}$$

În aceste relații:

$$\beta=\frac{C_x}{C_z}\cdot$$

După *O. A. Savinov* coeficienții de deformație ai terenului pot fi calculați din relațiile:

$$C_z=C_0\left[1+\frac{2\,(a+b)}{\Delta_1 A}\right]\sqrt{\frac{p}{p_0}}\;;$$

$$C_x=D_0\left[1+\frac{2\,(a+b)}{\Delta_1 A}\right]\sqrt{\frac{p}{p_0}}\,,$$

unde:

a și b sînt dimensiunile tălpii fundației, iar A suprafața acesteia;

p — presiunea efectivă transmisă pe terenul de fundație și care se poate evalua printr-un antecalcul;

p_0 — presiunea constantă transmisă de platforma experimentală folosită pentru determinarea coeficienților C_0 și D_0;

C_0, D_0, Δ_1 — constante elastice ale pămîntului, independente de dimensiunile tălpii fundației.

Pe baza datelor experimentale au fost stabilite expresiile analitice ale acestor constante:

$$\Delta_1=1\;(m^{-1})\,;$$

$$C_0=1{,}7\,\frac{E_0}{1-\mu^2}\,10^{-3}\;(\mathrm{kg/cm^3})\,;$$

$$D_0=1{,}7\,\frac{E_0\cdot 10^{-3}}{(1+\mu)\,(1-0{,}5\,\mu)}\;(\mathrm{kg/cm^3})\,;$$

unde E_0 este modulul de deformație, iar μ coeficientul lui Poisson, constante corespunzătoare terenului de fundație.

Pentru o valoare medie $\mu=0{,}4$ rezultă:

[1]) Calculul presiunilor se găsește detaliat în lucrarea: Statica construcțiilor de *Prof. A. V. Darkov* și *Prof. V. I. Kuznețov*, Moscova, 1951.

$$\beta=\frac{C_x}{C_z}=\frac{D_0}{C_0}=0{,}75$$

Introducînd:

$\frac{b\cdot a^2}{6}=W_A$ modulul de rezistență al tălpii fundației;

$\frac{b\cdot a^3}{12}=J_A$ momentul de inerție al tălpii fundației;

$$\frac{2\frac{H}{M}\cdot h+3}{3+0{,}75\left(\frac{h}{a}\right)^3}=\psi \quad \text{și} \quad \left(1+\frac{H}{3M}\frac{a^3}{h^2}\frac{1}{\psi}\right)=\omega;$$

relațiile 1.112—1.115 devin:

$$p_A=\frac{N}{A}-\psi\frac{M}{W_A}; \tag{1.116}$$

$$p_B=\frac{N}{A}+\psi\frac{M}{W_A}; \tag{1.117}$$

$$p'_A=-\frac{2H}{b\cdot h}+\psi\frac{M}{J_A}\cdot\frac{h}{4}; \tag{1.118}$$

$$p_F=-\psi\cdot\omega^2\frac{M}{J_A}\cdot\frac{h}{12}. \tag{1.119}$$

Insemnînd cu σ_0 diferența între presiunea pasivă și cea activă a pămîntului, la un anumit nivel y avem:

$$\sigma_0=m\cdot y, \tag{1.120}$$

unde:

$$m=\operatorname{tg}\theta=\gamma\left[\operatorname{tg}^2\left(45°+\frac{\varphi}{2}\right)-\operatorname{tg}^2\left(45°-\frac{\varphi}{2}\right)\right]. \tag{1.121}$$

Condiția de stabilitate a blocului va fi ca presiunile efective pe cele două fețe verticale ale fundației să fie mai mici, sau la limită, egale cu σ_0 corespunzător nivelului respectiv.

Pentru fața AD rezultă condiția:

$$p'_A\leqslant m\cdot h. \tag{1.122}$$

Pentru fața BC va trebui ca înclinația tangentei la diagrama presiunilor în punctul C să fie mai mică ca înclinația dreptei care reprezintă variația diferenței între presiunea pasivă și cea activă pe înălțimea blocului, adică condiția:

$$|\operatorname{tg}\partial|\leqslant\operatorname{tg}\theta, \tag{1.123}$$

unde:

$$\operatorname{tg}\partial=\frac{2H}{bh}+\frac{8\beta\cdot h(2hH+3M)}{b(3a^3+\beta h^3)}=\frac{2H}{b\cdot h}+\psi\frac{M}{J_A}\cdot\frac{h}{2} \tag{1.124}$$

$$\operatorname{tg}\theta=m.$$

In tabela 11 s-au calculat valorile minime și maxime ale coeficientului m, în funcție de greutatea specifică aparentă a diferitelor pămînturi în stare

uscată (γ_{vmin}) și în stare saturată (γ_{vmax}). (v. *Prof. H. Lehr* — „Fundații", v. I) precum și în funcție de valoarea medie a unghiului de frecare interioară.

Tabela 11

Valorile coeficienților m

Felul terenului	γ_{min} t/m³	γ_{max} t/m³	φ	m_{min}	m_{max}
Nisip afînat	1,30	1,82	28°	3,13	4,38
Nisip cu pietriș îndesat .	2,00	2,24	35°	6,84	7,66
Lut aluvionar	2,10	2,30	22°	3,66	4,01
Loess	1,60	2,00	20°	2,48	3,10
Lut de loess	1,85	2,15	24°	3,61	4,19
Argilă plastică	1,60	2,00	20°	2,48	3,10
Argilă uscată, tare . . .	2,20	—	35°	7,52	—

Stîlpul metalic poate fi introdus în blocul de fundație și betonat odată cu blocul (fig. 54) sau așezat pe blocul de fundație și prins de bloc cu bu-

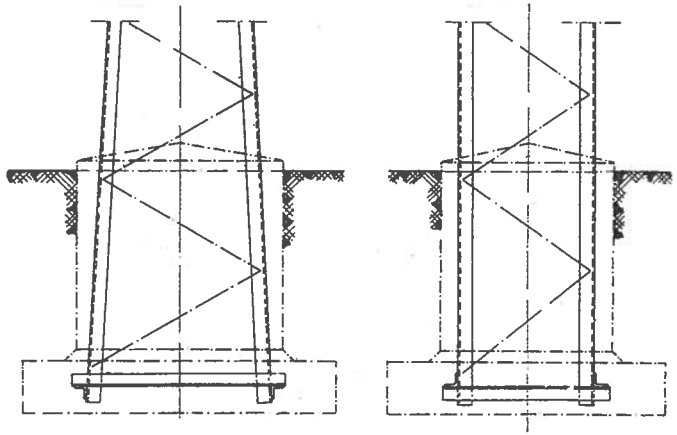


Fig. 54. Stîlp metalic încastrat direct în blocul de fundație.

loane de ancoraj (fig. 55). Prima soluție simplifică ancorajul, complică însă executarea fundațiilor.

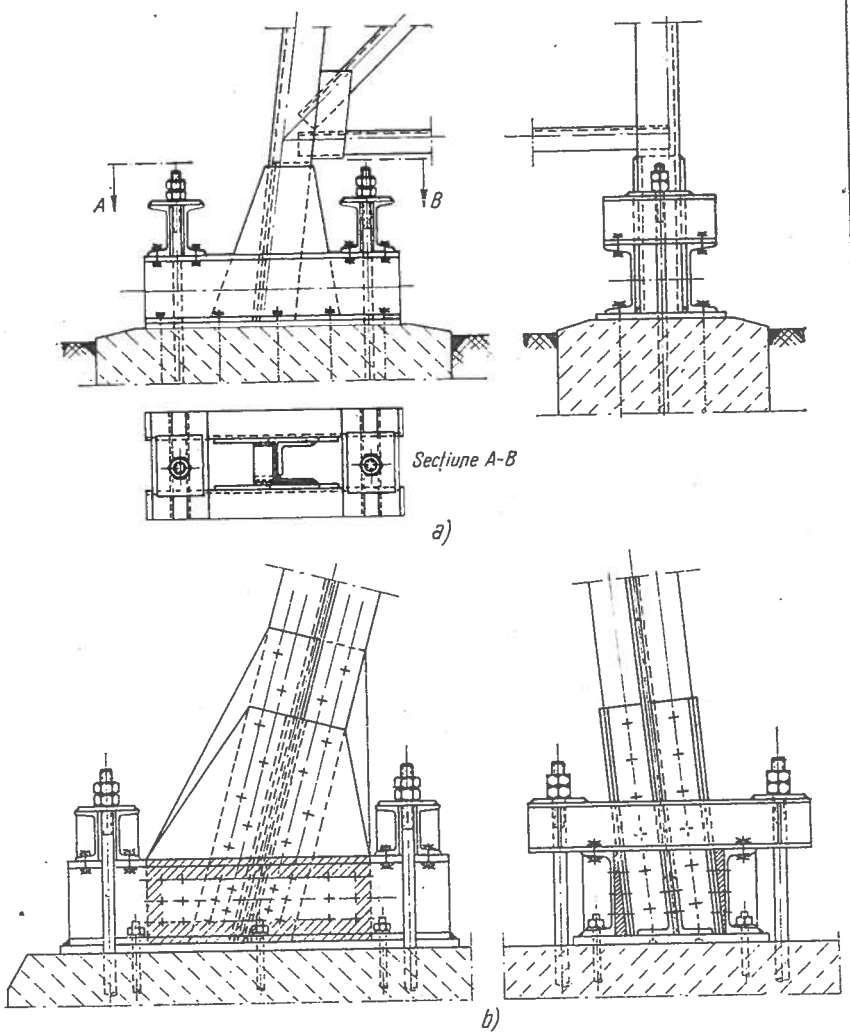


Fig. 55. Incastrarea stîlpului în blocul de fundație cu buloane de ancoraj:
a — soluție constructivă pentru un stîlp ușor; *b* — soluție constructivă pentru un stîlp greu.

În fig. 56 este arătată o soluție constructivă, la care picioarele stîlpului se prind de un soclu metalic, betonat odată cu blocul de fundație. Această soluție face independentă executarea fundațiilor de montarea construcției metalice.

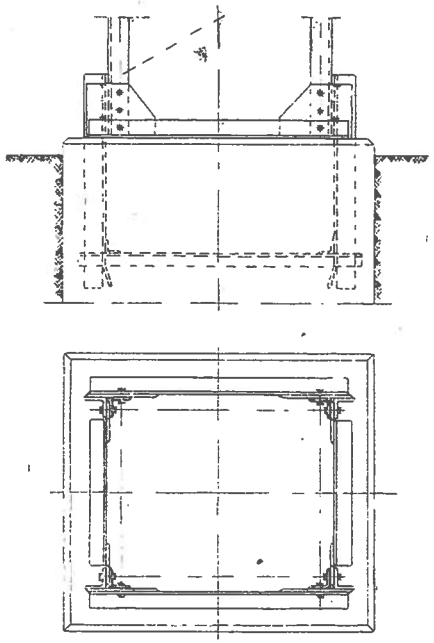


Fig. 56. Ancorarea stîlpului printr-un soclu metalic.

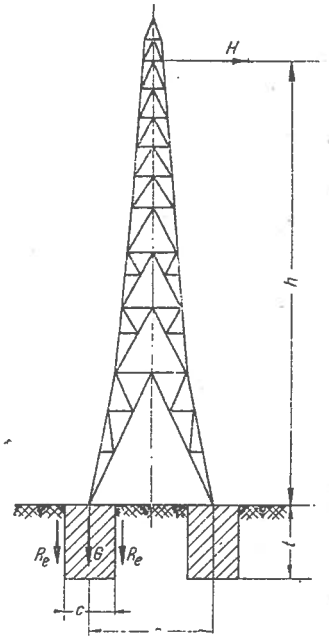


Fig. 57. Stîlp cu blocuri de fundație izolate.

Atunci cînd blocul este prevăzut cu o talpă mai lată, la calculul presiunilor pe teren și la calculul stabilității se ia în considerație și greutatea masivului de pămînt așezat pe talpă în jurul blocului.

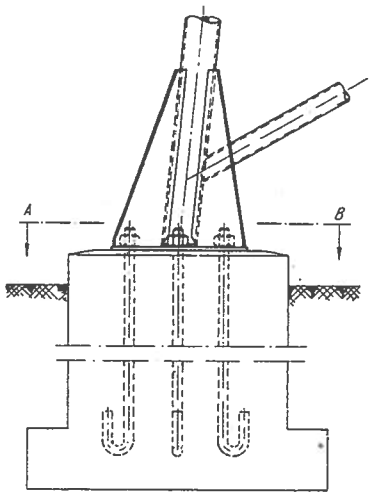
I. 4. 3. Blocuri izolate

Alternativa de execuție cu blocuri izolate devine avantajoasă atunci cînd baza stîlpului fiind mare, picioarele stîlpului sînt suficient de depărtate pentru ca fiecare să poată fi rezemat pe un bloc de fundație seperat (fig. 57).

Dimensiunile blocurilor se stabilesc din următoarele condiții:

1. Presiunea maximă pe talpa blocului, cel mai încărcat, să nu depășească presiunea admisă pe terenul de fundație. Presiunea admisibilă se stabilește în conformitate cu STAS 3503-52.

2. Raportul dintre momentul de stabilitate și momentul de răsturnare trebuie să fie cel puțin egal cu 1,3. La calculul momentului de stabilitate, în afară de greutatea blocului și reacțiunea verticală a stîlpului pe bloc, se poate lua și forța de frecare care apare ca rezultantă a frecărilor dintre teren și fețele blocului.



Secțiune A-B

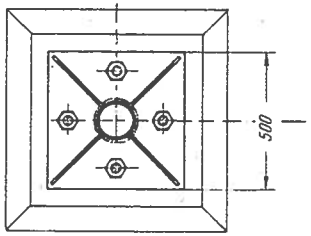


Fig. 58. Fixarea stîlpului în blocul izolat.

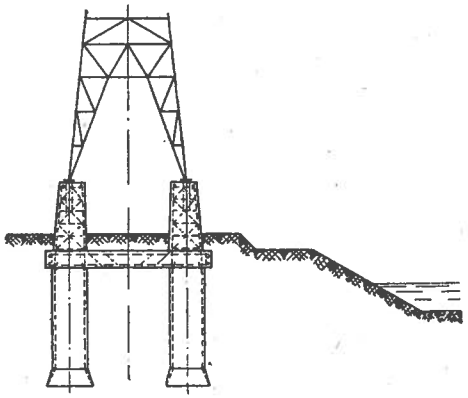


Fig. 59. Fundație cu puțuri.

Forța de frecare se calculează dintr-o relație identică cu relația (1.111) cu diferența că pentru coeficientul de frecare se iau valorile din tabela 12.

Tabela 12

Coeficient de frecare între teren și beton

Felul terenului	Față sclivisită	Față brută
Mîl uscat	0,1	0,2
Argilă umedă, lut	0.2	0,3
Nisip uscat	0,6	0,7
Nisip umed	0,3	0,5
Pietriș	0,4	0,5

Dacă fundația se execută cu o talpă mai lată, la calculul momentului de stabilitate se ia în considerație și greutatea masivului de pămînt, așezat pe această talpă.

O soluție constructivă privind ancorarea piciorului stîlpului în blocul de fundație este arătată în fig. 58.

Fundația unui stîlp de dimensiuni mari la care, din cauza adîncimii mari la care se află stratul rezistent și datorită apei subterane, s-a folosit procedeul cu puțuri deschise, este arătată în fig. 59. Ca o alternativă, în fig. 60 este redată soluția fundării cu piloți forați.

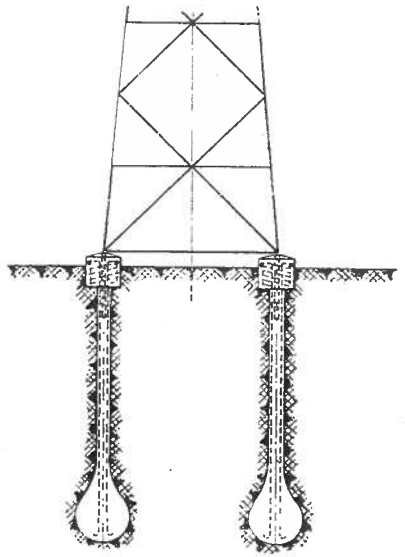


Fig. 60. Fundație cu piloți forați.

I. 5. MONTAREA STILPILOR

Montarea stîlpilor se poate face prin următoarele metode:

1. Stîlpul complet montat orizontal este ridicat prin rotirea în jurul unui ax orizontal, două din picioarele stîlpului fiind fixate prin articulații (fig. 61, *a* și 61, *b*) de soclul metalic betonat sau de blocul de fundație.

2. Stîlpul complet montat orizontal este ridicat vertical și apoi așezat pe fundație.

3. Montarea se execută prin ridicarea tronsoanelor unul după altul.

4. Montarea se execută prin montarea barelor una cîte una.

În funcție de condițiile locale pot fi combinate unele din metodele arătate mai sus.

Pentru simplificarea montajului, este indicat ca stîlpii să fie livrați în tronsoane complet asamblate în atelier, folosind capacitatea maximă de transport; îmbinările de montaj se fac cu buloane. Pentru îmbunătățirea calității îmbinărilor, sînt recomandate buloanele cu striuri, care însă nu se execută încă în R.P.R.

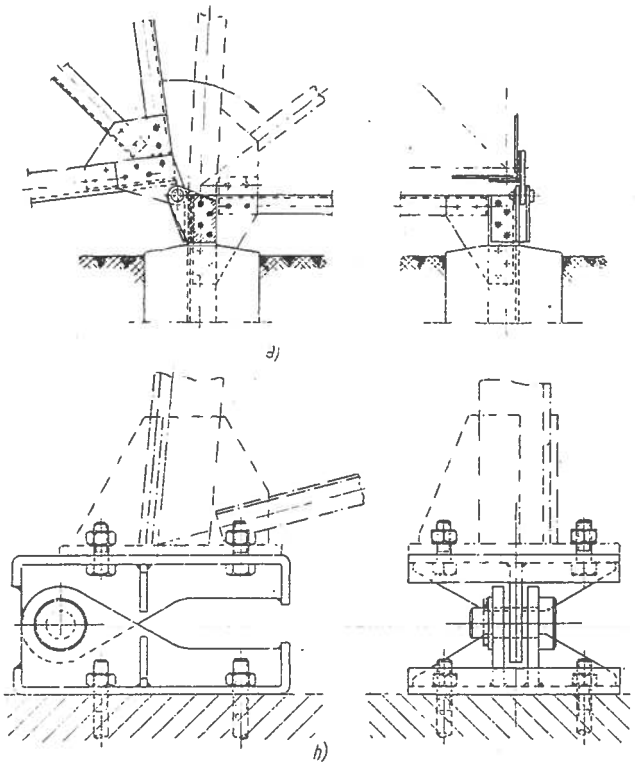


Fig. 61. Articulație necesară ridicării stîlpului:
a — pentru un stîlp ușor; *b* — pentru un stîlp mai greu.

În cazul primei metode de montaj, ridicarea stîlpului se poate face:

a) la stîlpii ușori, cu furci de lemn manipulate fiecare de mai mulți muncitori;

b) la stîlpii mai grei, cu furci mobile, executate din lemn sau metal, ridicarea efectuîndu-se cu trolii sau tractoare.

În fig. 62 este arătată schema de montaj a unui astfel de stîlp. Forța de tracțiune maximă apare la începutul ridicării. Așa cum rezultă din figură, componenta normală pe axa stîlpului, a efortului de întindere din cablu (V) rezultă din egalitatea:

$$V \cdot b = G \cdot a,$$

unde G este greutatea stîlpului presupusă în centrul de greutate.

Pe măsură ce stîlpul este ridicat, centrul de greutate se apropie de axul de rotație și componenta V, așa cum rezultă din relația de mai sus, se reduce. Forța care apare la troliu sau la cîrligul tractorului se obține din descompunerea forței S după direcția palanului și axul furcii mobile (fig. 62).

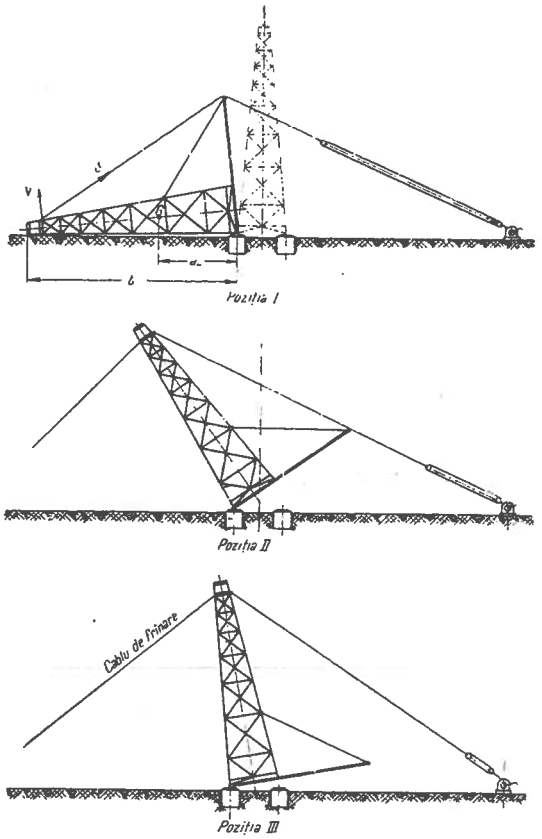


Fig. 62. Fazele montajului în cazul ridicării stîlpului cu braț tombant.

În poziția II din figură, cablul de tracțiune și palanul sînt în linie dreaptă și deci nu vom avea o componentă după direcția furcii mobile, care din acest moment iese din acțiune. După ce centrul de greutate al stîlpului a depășit verticala ridicată în punctul de rotație, așezarea stîlpului se face de la sine. Sînt necesare cabluri de ancorare, care să împiedice răsturnarea stîlpului, în special din vînt, pînă ce fixarea de fundație a fost efectuată.

La metoda a doua, ridicarea se poate face cu un singur catarg la stîlpii mai ușori, cu baza foarte îngustă și cu două catarge la cei mai grei. Legarea se face ceva mai sus de centrul de greutate al stîlpului. Cablul de tracțiune acționat de trolii este trecut pe scripeți fixați în vîrful catargelor. Pe măsură

ce stîlpul este ridicat, baza lui alunecă pe dulapi de lemn care este bine să se aşeze pe teren. Înainte de aşezarea pe blocul de fundaţie, stîlpul este ridicat vertical şi susţinut numai de catarge. Această ultimă fază este determinantă pentru dimensionarea dispozitivelor de ridicare.

In fig. 63 sînt arătate schematic fazele montajului cu această metodă.

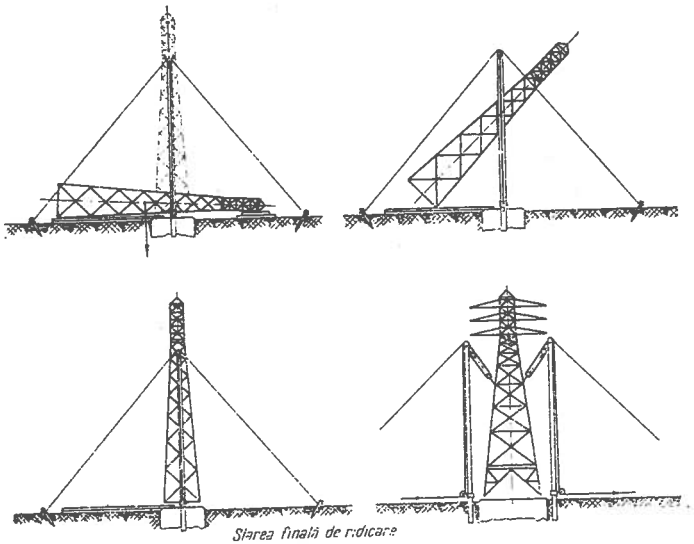


Fig. 63. Fazele ridicării stîlpului cu ajutorul catargelor.

Metoda de montaj prin ridicarea tronsoanelor unul după altul este puţin folosită la montarea stîlpilor pentru linii electrice şi de aceea va fi descrisă la montarea pilonilor de radio. In cazul stîlpilor pentru linii de transport de energie electrică ea poate interveni la montarea tronsonului superior şi a traverselor, cînd din cauza condiţiilor locale, acestea nu pot fi montate şi ridicate odată cu stîlpul.

Metoda montării barelor una cîte una este costisitoare şi incomodă şi nu intervine decît în cazuri cu totul excepţionale, cînd din cauza terenului accidentat nu se poate face un montaj jos al stîlpului nici măcar parţial, iar din cauza condiţiilor grele de transport stîlpul este livrat la şantier din bare separate.

Ca o primă apreciere pentru greutatea construcţiei metalice, se pot considera următoarele date informative:

Pentru linii cu unul sau două circuite pe kilometru şi conductor:

— în regiuni deluroase şi de cîmpie . . . . . 1,8—2,3 t;
— în regiuni împădurite . . . . . 2,5—3,0 t;
— în regiuni muntoase . . . . . 3,0—3,5 t;

Pentru linii cu mai multe circuite aceste greutăţi pe kilometru şi conductor se reduc cu circa 10% pentru fiecare circuit în plus.

I. 6. EXEMPLU NUMERIC

Să se calculeze un stîlp de susţinere, pentru o linie de transport de energie electrică (110 kV), de categoria I, situată în regiunea I. Distanţa între stîlpi este de 250 m şi punctele de susţinere sînt de nivel. Pentru conductorii activi se vor lua datele din exemplul 1-1. Conductorul de protecţie se execută dintr-un cablu multifilar, 1×37 cu diametru de 7 mm, secţiunea 29,2 mm², dintr-un oţel cu $\sigma_r = 120$ kg/mm², Săgeata maximă de 1 010 cm s-a obţinut în cazul de încărcare *a* fără vînt.

Stîlpul se va executa sudat cu îmbinările de montaj bulonate. Ca teren de fundaţie se va considera pietriş cu nisip grăunţos.

I. 6.1. Dimensiuni geometrice

a) Distanţa de la teren pînă în axa tălpii inferioare a primei console, (formula 1.60) rezultă:

$$h_1 = h_{ter} + f_{max} + \lambda_1 + r_1 = 5{,}50 + 10{,}95 + 1{,}45 + 0{,}20 = 18{,}10 \text{ m}$$

Înălţimile introduse în această formulă s-au luat:

h_{ter} din tabela 4;

f_{max} din exemplul numeric I-1, al ternativa „c".

λ din tabela 3;

r_1 constructiv.

b) Distanţa între conductori rezultă din tabela 6:

$$b = 8\sqrt{1\,095} + 0{,}5 \times 110 + 10 = 330 \text{ cm}.$$

Pentru a putea respecta distanţa dintre conductori, de 3,30 m între console s-a luat pe verticală distanţa de 3,0 m.

c) Distanţa între conductori şi stîlp (după formula 1-65)

$$d = e + c + \frac{a}{2},$$

unde:

$$e = \lambda_1 \cdot \sin\varphi \quad \text{şi} \quad c = 0{,}65 \cdot U.$$

Unghiul φ (v. fig. 14, *a*), se determină din:

$$\operatorname{tg}\varphi = \frac{H_v}{G_n + 0{,}5\,G_l},$$

unde:

$H_v = p_v \cdot A_v \cdot l = 30 \times 0{,}054 \times 250 =$ 405 kg;

$G_n = (\gamma_g + \gamma_z)\,A \cdot l \cdot 100 =$
$= 0{,}024\,9 \times 1{,}2 \times 250 \times 100 = 750$ kg;

$G_l = 50$ kg (v. tabela 3).

Deci:

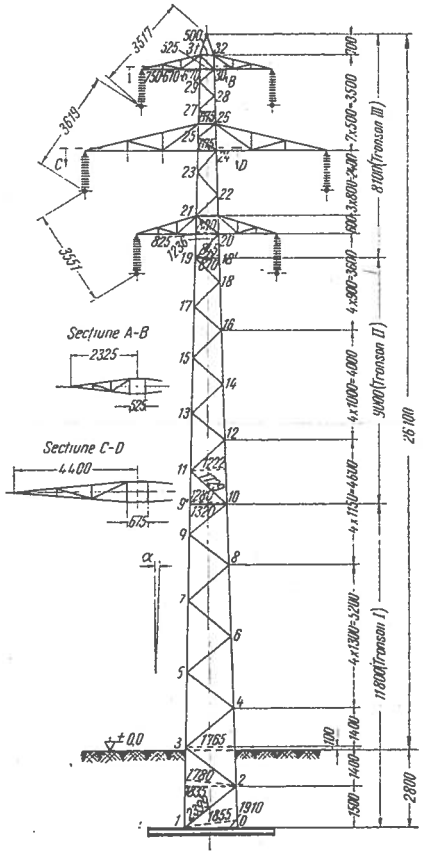


Fig. 64. Sistemul stîlpului de susţinere.

$$\operatorname{tg}\varphi = \frac{405}{750 + 25} = 0{,}522\,58; \quad \varphi = 27°35'; \quad \sin\varphi = 0{,}463\,04.$$

Rezultă:

$$d=1{,}45\times0{,}463\,04+0{,}65\times110+\frac{82{,}5}{2}=173{,}8 \text{ cm.}$$

Celelalte dimensiuni ale stîlpului sînt date în fig. 64.
Dimensiunile rezultate din calcule au fost majorate în vederea unei eventuale modificări a tensiunii, pentru a nu fi nevoie să se schimbe stîlpii.

I. 6.2. Determinarea sarcinilor

1. Sarcini permanente. *a) Greutatea proprie a conductorilor:*

— activi $g_a=A\cdot\gamma_g\cdot100=1{,}2\times0{,}008\,9\times100=1{,}068$ kg/m;

$$G_a=g_a\cdot l=1{,}068\times250=267 \text{ kg}\approx270 \text{ kg};$$

— de protecție $g_p=0{,}292\times0{,}01028\times100=0{,}300$ kg/m;

$$G_p=g_p\cdot l=0{,}300\times250=75 \text{ kg.}$$

b) Greutatea totală a consolelor, inclusiv lanțul de izolatori:

— consolele *1* și *3*

$$G_c=2g\cdot l_1+2G_l=2\,(40\times2{,}35+50)=290 \text{ kg:}$$

— consola *2*

$$G_c=2g\cdot l_2+2G_l=2\,(40\times4{,}40+50)=450 \text{ kg,}$$

c) Greutatea stîlpului:

$$g_s=120 \text{ kg/m.}$$

2. Greutate proprie plus polei pe conductori:

— activi $g_{za}=A\,(\gamma_g+\gamma_z)\,100=1{,}2\times0{,}0249\times100=2{,}95$ kg/m;

$$G_{za}=g_{za}\cdot l=2{,}95\times250=748 \text{ kg.}$$

— de protecție $g_{zp}=0{,}292\,(0{,}01028+0{,}0523)\,100=1{,}825$ kg/m;

$$G_{zp}=g_{zp}\cdot l=1{,}825\times250=455 \text{ kg.}$$

3. Presiunea vîntului. *a) Vînt pe conductori:*

fără polei

— activi $p_{va}=d\cdot p_v1{,}0=0{,}014\times30\times1{,}0=0{,}42$ kg/m;

$P_v=p_{va}\cdot l=0{,}42\times250=$ 105 kg

Vînt pe lanțul de izolatori 15 kg

Total 120 kg

— de protecție $p_{vp}=0{,}07\times30\times1{,}0=0{,}21$ kg/m;

$$P_v=0{,}21\times250=55 \text{ kg.}$$

cu polei. Grosimea poleiului se ia de 2 cm (tabela 2).

— activi $p_{va}=(d+0{,}04)\,30\times1{,}0=0{,}054\times30\times1{,}0=1{,}62$ kg/m;

$$P_v=1{,}62\times250=405 \text{ kg;}$$

— de protecție $p_{vp}=0{,}047\times30\times1{,}0=1{,}41$ kg/m;

$$P_v=1{,}41\times250=355 \text{ kg.}$$

b) Vînt pe stîlp. Aproximăm suprafața plinurilor unui perete la 0,30 m²/m. Conform tabelei 6 pentru $h<30$ m, $p_{vo}=100$ kg/m², iar $c_v=1{,}5$ (din formula 1-72, *a*)

$$p_v=c_v\cdot p_{vo}\cdot A_p=1{,}5\times100\times0{,}30=45 \text{ kg/m}$$

c) Vînt pe console

Se aproximează suprafața plinurilor la $A_p=0{,}20$ m²/m.

— Vînt pe consolele *1* și *3*

$$P_v=c_v\cdot p_{v_0}\cdot A_p\cdot l=1{,}5\times100\times0{,}20\times4{,}2=125 \text{ kg.}$$

— Vînt pe consola *2*

$$P_v=1{,}5\times100\times0{,}20\times8{,}12=245 \text{ kg}$$

4. Sarcini excepționale. Forța de întindere maximă produsă de ruperea unui conductor activ, conform STAS R 1953-50 punctul 4, pentru cazul $l>l_{cr}$, se determină din următoarele sarcini: greutatea proprie, încărcarea cu polei și temperatură la —5 °C.

Efortul de întindere în cablu, în punctul de fixare al conductorului va fi:

$$S_{max}=\sigma_{max}\cdot A=1\,817\times1{,}2=2\,180 \text{ kg,}$$

unde σ_{max} rezultă din formula 1.44 *a* și exemplul numeric 1-1.

$$\sigma_{max}=\sigma+(\gamma_g+\gamma_-)\,f=1\,790+0{,}0249\times1087=1\,817 \text{ kg/cm}^2.$$

Reacțiunea orizontală în punctul de suspensie (din formula 1.44 *b*) va fi:

$$P_x=H=\sigma\cdot A=1\,790\times1{,}2=2\,148 \text{ kg,}$$

iar cea verticală:

$$P_z=S_{max}\cdot\sin\alpha=2\,180\times0{,}170\,7=374 \text{ kg.}$$

unde α rezultă din:

$$\cos\alpha=\frac{P_x}{S_{max}}.$$

I. 6. 3. Calculul static și dimensionarea

Stîlpul va fi livrat pe șantier în trei tronsoane. Solicitările se vor calcula la nivelul încastrării stîlpului în fundație precum și în dreptul îmbinării tronsoanelor. Ipotezele de încărcare sînt cele indicate în tabelă, pentru stîlpii de susținere.

În fig. 65 sînt indicate schemele de încărcare.

Pentru ipotezele de încărcări excepționale „*a*" și „*b*" (fig. 66) momentele de torsiune rezultă:

Conductor rupt la nivelul consolei 1. (Ipoteza E_a)

$$M_{t1}=P_{x1}\cdot l_1=2{,}148\times2{,}352=5{,}05 \text{ tm.}$$

Conductor rupt la nivelul consolei 2. (Ipoteza E_b).

$$M_{t2}=P_{x2}\cdot l_2=2{,}148\times4{,}40=9{,}46 \text{ tm.}$$

Cu aceste momente de torsiune se calculează forțele P_1 și P_2 (relațiile 1.84).

— Consola *1.*

$$P_1=P_2=\frac{M_{t1}}{2a_1}=\frac{5\,050}{2\times0{,}525}=4\,800 \text{ kg,}$$

Fețele *ab* și *dc* ale stîlpului sînt încărcate cu P_1.

Fața *bc* este solicitată de:

$$P_2+\frac{P_{x1}}{2}=4\,800+\frac{2\,148}{2}=5\,874 \text{ kg;}$$

iar fața *ad:*

$$P_2-\frac{P_{x1}}{2}=4\,800-\frac{2\,148}{2}=3\,726 \text{ kg.}$$

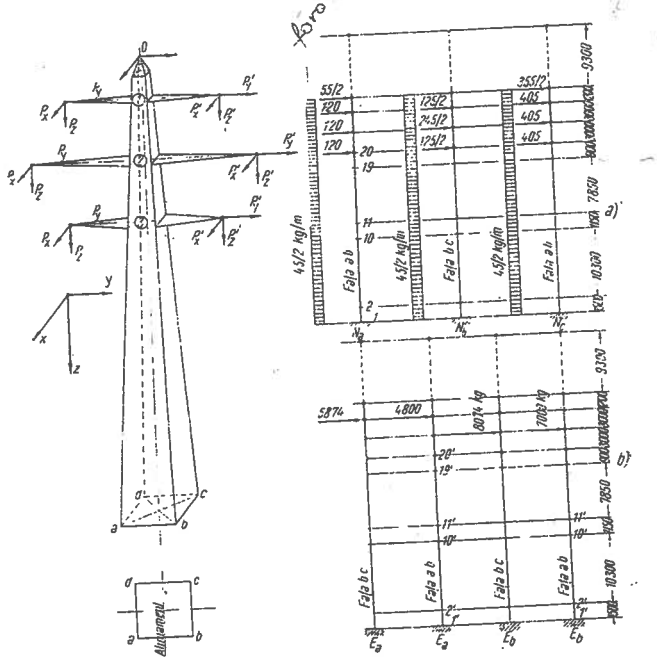


Fig. 65 — Schemele încărcărilor:
a — încărcări orizontale normale; *b* — încărcări orizontale excepționale.

— Consola 2.

$$P_1 = P_2 = \frac{M_{f2}}{2a_2} = \frac{9\,450}{2\times 0{,}675} = 7\,000 \text{ kg};$$

care încarcă fețele:

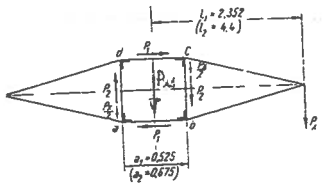


Fig. 66. Schema de încărcare unilaterală.

— *ab* și *dc* cu: $P_1 = 7\,000$ kg;

— *bc* cu: $P_2 + \frac{P_{x2}}{2} = 7\,000 + \frac{2\,148}{2} = 8\,074$ kg;

— *ad* cu: $P_2 - \frac{P_{x2}}{2} = 7\,000 - \frac{2\,148}{2} = 5\,926$ kg.

Calculul solicitărilor s-a făcut în tabela 13. În fig. 67 este arătată schema pentru calculul eforturilor în diagonale, iar în fig. 68 schema stîlpului desfășurat

În tabelele 13 și 14 s-a notat cu indicele prim peretele *bc*, cu secund peretele *cd* și cu terț peretele *da*. La determinarea eforturilor în picioarele stîlpului, s-a ținut seama că aceste bare fac parte din doi pereți alăturați, pentru dimensionare luîndu-se în considerare diferențele maxime ale celor două eforturi. Dimensionarea barelor stîlpului s-a făcut în tabela 14, considerîndu-se ca rezistențe admisibile cele date în tabela 9.

I. 6. 4. Calculul consolelor

Consolele fiind sisteme spațiale cu zăbrele, pentru calcul le descompunem în sisteme plane.

1. Sarcini. *a) Ipoteza de încărcare cu sarcini normale.*

verticale

— conductori cu polei 748 kg;
— platforma de lucru 250 kg;
— lanț de izolatori 50 kg;

$P_z = 1\,048$ kg;

— greutatea proprie a consolei $g = 40$ kg/m

orizontale

— vînt pe conductor $P_y = 405$ kg.

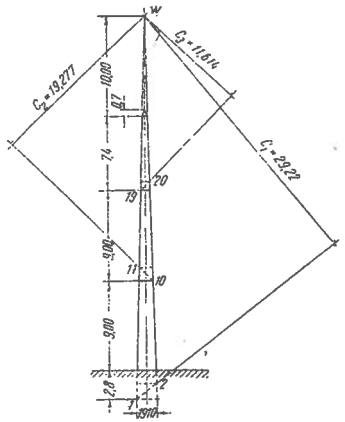


Fig. 67. Schemă pentru calculul eforturilor în diagonale

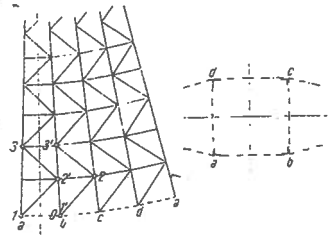


Fig. 68. Sistemul desfășurat al stîlpului

b) Ipoteza de încărcare cu sarcini excepționale

verticale

— greutatea conductorilor cu polei $\frac{748}{2} \approx 375$ kg;
— platforma de lucru 250 kg;
— lanțul de izolatori 50 kg;

$P_z = 675$ kg;

— Greutatea proprie a consolei $g = 40$ kg/m

orizontale

— tracțiunea maximă în conductor $P_x = 2\,148$

2. Calculul solicitărilor. (fig. 69). Determinarea efortului maxim în talpa inferioară se face suprapunînd eforturile din peretele vertical cu cele din peretele orizontal al consolei.

a) Consolele *1* și *3*

— sarcini normale $J_{30-a} = -2\,470$ kg;
— sarcini excepționale $J_{30-a} = -10\,014$ kg;

b) Consola *2*

— sarcini normale $J_{24-a} = -2\,435$ kg;
— sarcini excepționale $J_{24-a} = -14\,098$ kg;

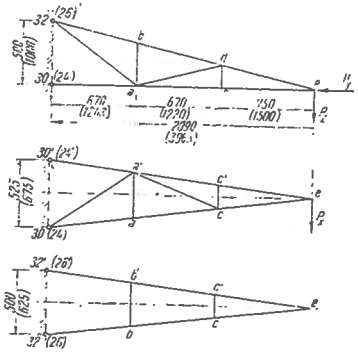


Fig. 69. Sistemul consolelor. Cotele în paranteză se referă la consola *2*.

3. Dimensionarea. *a) Consolele 1 și 3*

Se alege un profil U 6½ cu $A = 9{,}03$ cm²; $i_y = 1{,}25$ cm.

$$\lambda = \frac{l_f}{i_y} = \frac{67}{1{,}25} = 53{,}5; \quad \varphi = 0{,}844.$$

	Bara	În calcul se consideră eforturile din barele:		Ipoteza de încărcare	Forța axială din ΣP_z (t)	Eforturi axiale din momente în barele din coloana (3)	(4)	Efortul maxim de: compresiune	întindere	Lungimea de flambaj (cm) l	$l_f = 0{,}8l$
1	2	3	4	5	6	7	8	9		10	11
Picioare	S_{0-2}	S_{0-2}	$S_{1'-3'}$	N_c	−2,384	∓24,000	—	−26,334		299	239
								+21,616			
		S_{0-2}	$S_{1'-3'}$	E_a	—	±71,800	∓36,500		∓14,700		
	S_{1-3}	S_{1-3}	$S_{0'''-2'''}$	N_c	−2,384	±23,450	—	−25,834		299	239
								+23,066			
		S_{1-3}	$S_{0'''-2'''}$	E_a	—	∓70,500	±87,600		∓17,100		
	S_{9-11}	S_{9-11}	$S_{10'''-12'''}$	N_c	−2,030	±17,200	—	−19,230		237	190
								+15,170			
		S_{9-11}	$S_{10'''-12'''}$	E_a	—	∓59,700	∓70,900		∓11,200		
	S_{10-12}	S_{10-12}	$S_{9'-11'}$	N_c	−2,030	∓16,320	—	−18,350		237	190
								+14,290			
		S_{10-12}	$S_{9'-11'}$	E_a	—	±58,000	∓72,600		∓14,600		
	S_{18-20}	S_{18-20}	$S_{19'-21'}$	N_c	−1,760	∓ 8,180	—	∓ 9,940		185,5	148
								+ 6,420			
		S_{18-20}	$S_{19'-21'}$	E_a	—	±39,200	∓44,200		∓ 5,000		
	S_{19-21}	S_{19-21}	$S_{18'''-20'''}$	N_c	−1,760	± 6,900	—	− 8,660		154,5	123,5
								+ 5,140			
		S_{19-21}	$S_{18'''-20'''}$	E_a	—	∓36,000	±48,100		∓12,100		
Diagonale	D_{1-2}	D_{1-2}	—	N_c	—	± 1,145	—	∓ 1,145		239,9	—
		$D_{1'-2'}$	—	E_b	—	∓ 3,730	—		∓ 3,730		
	D_{10-11}	D_{10-11}	—	N_c	—	∓ 1,295	—	∓ 1,295		172,9	—
		$D_{10'-11'}$	—	E_b	—	± 5,670	—		∓ 5,670		
	D_{19-20}	D_{19-20}	—	N_c	—	± 1,760	—	∓ 1,760		123,6	—
		$D_{19'-20'}$	—	E_b	—	∓ 9,350	—		∓ 9,350		

[1]) Pentru rezistențe admisibile vezi tabela 9

barelor stîlpului

Tabela 14

Secțiunea formată din:	Găuri pentru buloane Ø (mm)	Secțiunea (cm²) A	A_n	Raza minimă de girație i_η (cm)	$\lambda = \frac{l_f}{i_\eta}$	φ	Efortul unitar efectiv[1]) Compresiune $\sigma = \frac{\eta \cdot S}{\varphi \cdot A}$	Întindere[2]) $\sigma = \frac{\eta \cdot S}{A_n}$	Observații
12	13	14	15	16	17	18	19	20	
⌋120·120·13	26	29,7	26,3	2,34	102	0,593	1 528	840	
							853	571	
⌋120·120·13	26	29,7	26,3	2,34	102	0,593	1 497	895	
							990	665	
⌋100·100·10	26	19,2	16,6	1,95	98	0,642	1 593	1 548	
							927	690	
⌋100·100·10	26	19,2	16,6	1,95	98	0,642	1 520	1 457	
							1 210	898	
⌋70·70·9	23	11,9	9,83	1,36	109	0,519	1 640	667	
							826	519	
⌋70·70·9	23	11,9	9,83	1,36	91	0,666	1 115	534	
							1 555	1 255	
⌋70·70·9	23	11,9	9,83	1,36	176	0,199	474	116	$\eta = 1$
							1 575	380	
⌋60·60·10	20	11,1	9,10	1,15	149	0,278	420	142	$\eta = 1$
							1 835	623	
⌋60·60·8	20	9,03	7,43	1,16	107	0,539	362	237	$\eta = 1$
							1 925	1 258	

[2]) $\eta = \frac{1}{\cos \alpha} = 1\ 02$

Avem:

$$\sigma = \frac{2\,470}{0{,}844 \times 9{,}03} = 325 \text{ kg/cm}^2 < 1\,600 \text{ kg/cm}^2$$

și

$$\sigma = \frac{10\,014}{0{,}844 \times 9{,}03} = 1\,310 \text{ kg/cm}^2 < 2\,200 \text{ kg/cm}^2;$$

b) Consola 2

Se alege un profil U 8 cu $A = 11{,}0$ cm² și $i_y = 1{,}33$ cm

$$\lambda = \frac{124{,}3}{1{,}33} = 93{,}5; \quad \varphi = 0{,}649.$$

Avem:

$$\sigma = \frac{2435}{0{,}649 \times 11{,}0} = 340 \text{ kg/cm}^2 < 1\,600 \text{ kg/cm}^2$$

și

$$\sigma = \frac{14\,098}{0{,}649 \times 11{,}0} = 1\,980 \text{ kg/cm}^2 < 2\,200 \text{ kg/cm}^2.$$

Pentru celelalte elemente ale consolelor s-au ales corniere de 35×35×4.

I. 6. 5. Fundația

Fundația se execută dintr-un grătar de traverse de lemn, îngropate (fig. 70).

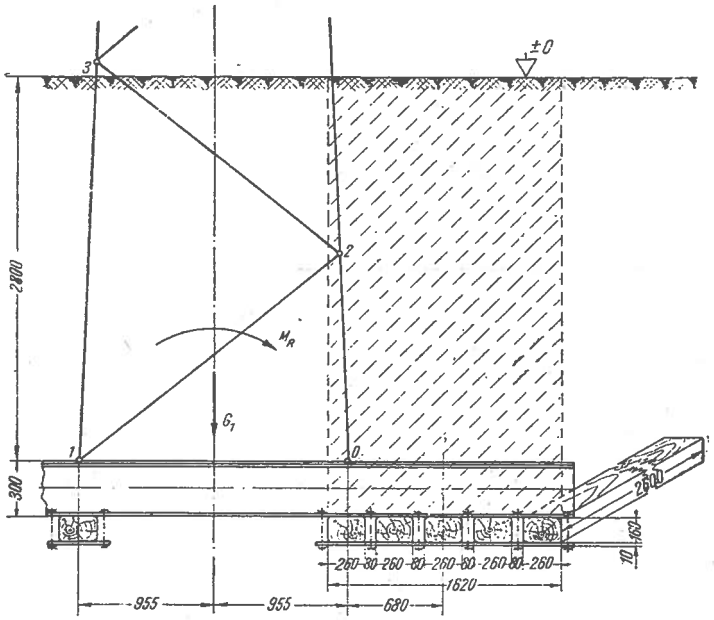


Fig. 70. Incastrarea stîlpului cu grătar de traverse.

Pentru terenul de fundație, specificat în temă, din tabela 11 rezultă:

$$\gamma_{v,\,min} = 2{,}00 \text{ t/m}^3; \quad \gamma_{v,\,max} = 2{,}24 \text{ t/m}^3; \quad \varphi = 35°.$$

Pe baza unei dimensionări prealabile s-au obținut următoarele dimensiuni:

$$a = 3{,}27 \text{ m}; \quad c = 1{,}62 \text{ m}; \quad b = 2{,}60 \text{ m}; \quad t = 3{,}10 \text{ m}.$$

1. **Condiția de rezistență.** Momentul maxim din încărcările exterioare rezultă în ipoteza N_c (v. tabela 13).

$$M_{max} = H(h+t) = 2 \times 44{,}55 = 89{,}10 \text{ tm}.$$

Reacțiunea verticală totală, corespunzătoare aceleiași ipoteze de încărcare, rezultă de asemenea din tabela 13.

$$G_s = P_z = 4 \times 2{,}384 = 9{,}536 \text{ t}.$$

Cu relația (1.109) considerînd fiecare grătar format din 5 traverse, late de 26 cm și lungi de 260 cm fiecare, se obține:

$$p_e = \left(\frac{89\,100}{3{,}27} + \frac{9\,536}{2} + 2\,240 \times 3{,}1 \times 1{,}62 \times 2{,}6\right) \frac{1}{5 \times 26 \times 260} = 1{,}82 \text{ kg/cm}^2 < 4{,}00$$

(Rezistența admisibilă după STAS 3503-52)

2. **Condiția de stabilitate.** Folosind relația (1.110), cu datele de mai jos rezultă:

$G = \gamma_{min} \cdot b \cdot c \cdot t = 2\,000 \times 2{,}6 \times 1{,}62 \times 3{,}1 = 26\,100$ kg;
$\xi_0 = \text{tg}^2(45° - 17°) = 0{,}283$;
$\mu_t = \text{tg } 35° = 0{,}700$;
$R_e = 0{,}283 \times 2\,000 \times 3{,}1^2 (1{,}62 + 2{,}60)\, 0{,}700 = 16\,000$ kg.

Forța ascendentă rezultă:

$$\frac{H(h+t)}{a} - \frac{1}{2} G_s = \frac{89\,100}{3{,}27} - \frac{9\,536}{2} = 22\,532 \text{ kg}.$$

Coeficientul de siguranță va fi:

$$c = \frac{26\,100 + 16\,000}{22\,532} = 1{,}86 > 1{,}3.$$

Prinderea traverselor de lemn, de stîlp, se face cu ajutorul a două grinzi sudate fixate de o parte și de alta a stîlpului. Forța maximă ce revine unei traverse de lemn este:

$$P = A_t \cdot p_e = 25 \times 250 \times 1{,}82 = 12\,300 \text{ kg}.$$

Momentul maxim în dreptul prinderii traversei metalice de stîlp (v. fig. 70) va fi:

$$M = 12{,}3\,(0{,}34 + 0{,}68 + 1{,}02 + 1{,}36)\,\frac{1}{2} = 21{,}00 \text{ tm}.$$

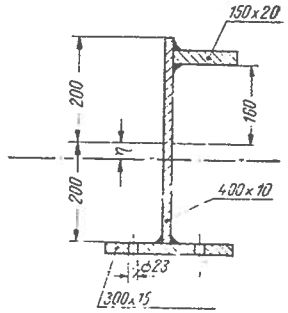


Fig. 71. Secțiunea traversei metalice.

Se alege secțiunea arătată în fig. 71.

	J_x	A
400×10	5 333 cm⁴	40 cm²;
150×20	8 670 cm⁴	30 cm²;
25,4×15	16 400 cm⁴	38,1 cm²;
	30 400 cm⁴	108,1 cm²;
$-A \cdot \eta^2$	730 cm⁴	
	29 670 cm⁴	

unde $\eta = \dfrac{38{,}1 \times 20{,}75 - 30 \times 17}{108.1} = 2{,}6$ cm

și

$$W = \frac{29\,670}{22{,}6} = 1\,315 \text{ cm}^3,$$

Rezultă:

$$\sigma = \frac{2\,100\,000}{1\,315} = 1\,593 \text{ kg/cm}^2 < 1\,600 \text{ kg/cm}^2.$$

BIBLIOGRAFIE

N. S. Streleţki ş. a., Construcţii metalice, vol. II, Ediţia a I-a. Traducere din limba rusă, Bucureşti, E.S.A.C., 1955.

A. A. Glazunov, Reţele sistemelor electrice, Traducere din limba rusă, Bucureşti, Editura Tehnică, 1951.

A. M. Zaleski, Transportul energiei electrice. Traducere din limba rusă, Bucureşti, Editura Tehnică, 1951.

V. V. Guldenbalk ş. a., Construcţia liniilor de transport de energie electrică. Traducere din limba rusă, Bucureşti, Editura Tehnică, 1952.

K. Girkmann, E. Königshofer, Die Hochspannungs-Freileitungen, Wien, Verlag von Julius Springer. 1938.

P. Sturzenegger, Maste und Türme in Stahl, Berlin, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. 1929.

И. А. Рихтер, Металлические опоры для линий электропередач напряжением 110, 220 и 400 кв. articol apărut în lucrarea: Вопросы применения стальных конструкций в строительстве, под редакцией Н. С. Стрелецкого, Москва, Госстройиздат, 1953.

CAPITOLUL II

TURNURI ŞI PILONI PENTRU ANTENE DE RADIO

II. 1. GENERALITĂŢI

Emisiunile de radio pot fi transmise prin antene susţinute la înălţimi mari de stîlpi sau de piloni ancoraţi; uneori masa metalică a pilonului poate servi ca emiţător, în care caz pilonii se numesc autoradianţi.

După lungimile de undă întrebuinţate se pot deosebi:

— emisiuni pe unde lungi, lungimea de undă fiind de 3 000—25 000 m;

— emisiuni pe unde medii, cu lungimi de undă între 200—3 000 m;

— emisiuni pe unde scurte, cu lungimi de undă între 10—200 m;

— emisiuni pe unde ultra-scurte, lungimea de undă fiind de ordinul centimetrilor.

Pentru emisiunile pe unde lungi se folosesc antene fixate pe turnuri sau pe piloni ancoraţi, a căror înălţime ajunge la 300 m.

Emisiunile pe unde medii folosesc antene sau piloni autoradianţi ajungîndu-se la înălţimi de 370 m.

Emisiunile pe unde scurte se fac prin antene verticale, fixate de stîlpi sau piloni, care ajung la înălţimi de 125 m.

Pentru televiziune, antenele se montează la înălţimi şi mai mari. Pilonul staţiei din Oklahoma City are o înălţime de 480 m şi este la ora actuală cea mai înaltă construcţie.

Spre deosebire de stîlpii liniilor aeriene de transport de energie electrică, valoarea construcţiilor metalice de susţinere a antenei reprezintă un procent redus din costul total al unei staţii de radioemisiune; de aceea, în primul rînd, trebuie satisfăcute toate condiţiile cerute de o perfectă emisiune.

În ceea ce priveşte construcţia metalică de susţinere a antenei, aceste condiţii pot fi rezumate la următoarele:

a) o înălţime corespunzătoare a stîlpilor sau a pilonilor;

b) o izolare electrică a pilonului de fundaţie, recomandată în cazul susţinerii antenei de piloni. Cînd pilonul este autoradiant, sînt indicate, în plus următoarele măsuri;

c) dimensiuni transversale cît mai mici;

d) secţiune constantă pe toată înălţimea pilonului;

e) secţiune cît mai mică posibilă a pilonului în regiunea reazemului;

f) cablurile de ancorare trebuie împărţite prin izolatori în tronsoane, a căror lungime nu trebuie să depăşească la emisiunile pe unde scurte $^1/_4$ din lungimea de undă minimă care se transmite şi $^1/_7$ la emisiunile pe unde lungi şi medii.

g) numărul cablurilor de ancorare trebuie să fie minim. De aici rezultă un avantaj în plus pentru secțiunile triunghiulare de pilon, ancorarea făcîndu-se la fiecare nivel cu cîte trei cabluri. Din același motiv numărul nivelelor de ancorare trebuie să fie cît mai mic, ceea ce contravine evident condițiilor cerute de dimensiunea transversală a pilonului.

Toate aceste condiții nu pot fi respectate cu rigurozitate. De exemplu: în figura 72 este arătat schematic un pilon cu secțiune constantă și ancorat la mai multe nivele. Această soluție satisface condițiile trecute la punctele „*c*" și „*d*", nu respectă însă condiția „*g*". Soluția arătată în fig. 73, din contră respectînd condiția „*g*" contravine condițiilor „*c*" și „*d*".

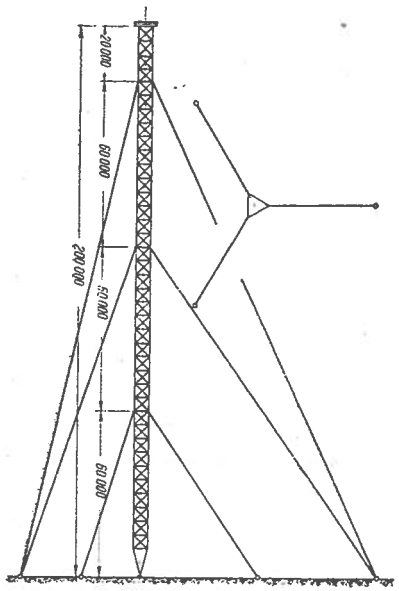


Fig. 72. Pilon cu secțiune constantă, ancorat la mai multe nivele.

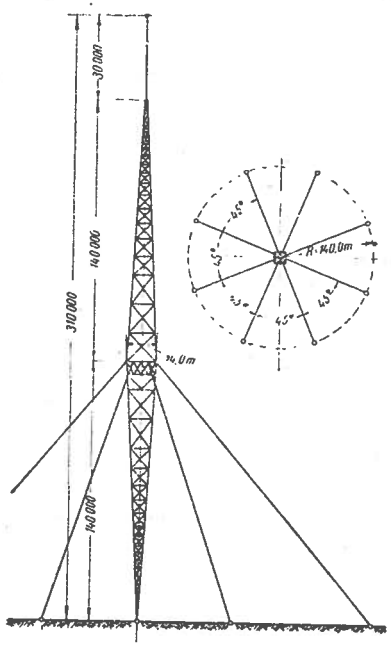


Fig. 73. Pilon cu secțiune variabilă, ancorat la un singur nivel.

Pentru reducerea înălțimii pilonului se poate monta sus un inel orizontal, a cărui eficacitate echivalează cu o înălțare a stîlpului egală cu de două ori diametrul inelului (fig. 74).

II. 1. 1. Sarcini

Sarcinile care acționează asupra acestor construcții sînt:

a) Greutatea proprie a construcției și a instalațiilor fixate de construcția metalică. La determinarea forței de tracțiune a antenei se ia în considerație și influența variațiilor de temperatură. La pilonii ancorați apare în plus tracțiunea inițială din cablurile de ancorare.

b) Încărcarea din vînt este încărcarea cea mai importantă la care lucrează aceste construcții. Solicitările în construcția metalică a turnului sau a pilonului, din încărcarea cu vînt, ajung pînă la 90% din solicitările maxime.

Forța vîntului se consideră ca un șoc elastic pe care masa de aer îl exercită asupra unui perete fix.

$$R_v = c_v \cdot \frac{\varrho \cdot v^2}{2} A, \qquad (2.1)$$

unde:

ϱ reprezintă densitatea aerului;
v — viteza, în m/s;
A — suprafața bătută de vînt;
c_v — un coeficient de proporționalitate care depinde de:

— forma corpului, caracterizată prin K;
— dimensiunile corpului caracterizate prin lungimea l;
— starea suprafeței caracterizată prin raportul $\frac{k}{l}$, (k reprezintă adîncimea medie a asperităților suprafeței);
— viteza vîntului;
— densitatea aerului ϱ;
— vîscozitatea aerului μ egală cu $1{,}8 \cdot 10^{-6}$ kg.s.m^{-2} în condițiile de 760 mm presiune atmosferică și +15 °C temperatură.

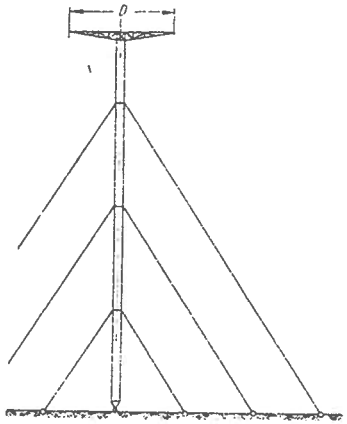


Fig. 74 Pilon ancorat, prevăzut cu inel orizontal.

Caracteristicile l, v, ϱ și μ pot fi concentrate într-o caracteristică fără dimensiuni:

$$R = \frac{l \cdot v \cdot \mu}{\varrho} \qquad (2.2)$$

denumită numărul Reynolds.

Coeficientul c_v va fi deci o funcțiune de:

$$c_v = f\left(K, \frac{k}{l}, R\right). \qquad (2.3)$$

Determinarea acestui coeficient este o problemă a aerodinamicii experimentale. Stabilirea vitezei maxime a vîntului, ca funcțiune de loc și înălțime, se face prin observații îndelungate. Cercetările teoretice au stabilit pentru creșterea vitezei cu înălțimea, relația:

$$v_h = v_1 \cdot h^{\frac{1}{7}}, \qquad (2.4)$$

unde v_1 reprezintă viteza vîntului la înălțimea $h = 1$ m. Cercetările experimentale au găsit pentru exponentul lui „h", o valoare medie de $\frac{1}{4{,}5}$.

...xintă muchii pronunțate, coeficientul c_v este inde-
...rile mărginite însă de suprafețe curbe, influența
...ate fi neglijată.
...ultatele cercetărilor făcute asupra sisteme-

$$\psi = \frac{A_p}{A_t}, \tag{2.5}$$

...uprafața plinurilor, iar A_t — suprafața închisă de con-
...au obținut experimental următoarele valori pentru coefi-

Tabela 14

Valorile coeficientului c_v

ψ	0—0,2	0,2—0,3	0,3—0,9	0,9—1,0
c_v	2,0	1,8	1,6	2,0

Pentru intervalul cel mai mare și cel mai frecvent, ($\psi = 0{,}3—0{,}9$) se obține forța R_{v1}, normală pe suprafața A_1 a primului perete bătut de vînt:

$$R_{v1} = 1{,}6 \frac{\rho \cdot v^2}{2} A_1. \tag{2.6}$$

Introducînd pentru ρ valoarea:

$$\rho = \frac{\gamma}{g} = \frac{1{,}293}{9{,}81} \approx \frac{1}{8}, \tag{2.7}$$

forța R_{v1} va fi:

$$R_{v1} = 1{,}6 \cdot \frac{1}{16} \cdot v^2 \cdot A_1 = 0{,}1 \cdot v^2 \cdot A_1. \tag{2.8}$$

Pentru diferite viteze ale vîntului se obțin din formula (2.8) următoarele presiuni pe m²:

Tabela 15

Presiunile din vînt, în kg/m²

v, în m/s	30,0	35,0	40,0	45,0	50,0
p_v, în kg/m²	90,0	122,5	160,0	202,5	250,0

Pentru al doilea perete, care se află la o distanță „e" egală, sau aproximativ egală cu lățimea stîlpului, presiunea pe m² se obține din relația:

$$R_{v2} = R_{v1} \cdot k\,(1-\psi)^2. \tag{2.9}$$

În cazul cînd cei doi pereți se suprapun, k se ia egal cu unitatea, iar pentru $\psi = 0{,}3$ se obține:

$$R_{v2} = 0{,}5\, R_{v1}. \tag{2.9a}$$

Forța totală a vîntului pe cei doi pereți va fi deci:

$$R_v = R_{v1} + R_{v2} = 1{,}5\, R_{v1}. \tag{2.10}$$

În cazul cînd pilonul sau turnul este executat din țevi, coeficientul c_v are valori foarte mici. După cercetările făcute în U.R.S.S. s-a obținut pentru c_v o valoare medie de 0,40, ceea ce face ca cu tot prețul urcat al țevilor față de costul materialelor laminate obișnuite, aceste construcții să devină economice.

Pentru calculul presiunii vîntului se recomandă formula dată în literatura tehnică sovietică:

$$p_v = (1+\nu)\, k \cdot c \cdot g_v \cdot A \cdot \sin\alpha, \tag{2.11}$$

unde:

g_v reprezintă presiunea de bază și care se ia după STAS 946-50 din tabela 1;
k este coeficientul dinamic și poate fi luat după STAS 2867-51 din tabela 1, în funcție de h/b;
ν — un coeficient care ține seama de fața stîlpului lovită indirect de forța vîntului (fața opusă). Acest coeficient din relația (2.9) rezultă egal cu 0,5. *Saviţki* recomandă pentru piloni cu secțiunea pătrată $(1+\nu) = 1{,}6$ și pentru piloni cu secțiunea triunghiulară 1,5;
A — suprafața bătută de vînt a unei fețe a stîlpului, pe m;
α — unghiul format de direcția vîntului cu suprafața construcției;
c — coeficientul aerodinamic și poate fi luat după STAS 2867-51 prin valorile date pentru k_2 în tabela 2, în funcție de perioada de vibrație proprie a construcției (T_0), sau direct de la punctul 5.2.

Determinarea aproximativă a perioadei de vibrație proprie (T_0) se poate face cu următoarele formule:

La turnuri:

$$T_0 = \alpha \frac{h}{\sqrt{B+b}}, \text{ în s.} \tag{2.12}$$

unde:

α este un coeficient variabil, în funcție de forma turnului, în $s.m^{-\frac{1}{2}}$
h — înălțimea turnului, în m
B — lățimea feței măsuată la baza turnului, în m;
b — lățimea feței măsurată în vîrful turnului, în m

La piloni ancorați:

$$T_0 = 0{,}01 \cdot h, \text{ în s.,} \tag{2.12 a}$$

unde h este înălțimea pilonului, în m.

Formula (2.12 *a*) dă rezultate satisfăcătoare pentru piloni care nu suportă sarcini concentrate importante.

Un calcul mai exact al perioadei de oscilație proprie se poate face cu metoda maselor reduse sau cu metoda aproximațiilor succesive.

Tabela 16

Valorile coeficientului α

Forma turnului	α
Turn cu patru fețe plane	0,02
Turn cu trei fețe plane	0,03
Turn cu patru fețe curbe (muchiile după o parabolă sau o hiperbolă)	0,03
Turn cu trei fețe curbe	0,05

Normele STAS, amintite mai sus, recomandă ca perioada de vibrație proprie (T_0) să fie diferită de intervalul de timp, exprimat în secunde:

$$\frac{b}{g_0} \div 1{,}5\,\frac{b}{g_0},$$

unde:

b reprezintă lățimea, în m, a dreptunghiului, în care se poate circumscrie proiecția verticală a construcției;

g_0 — presiunea dinamică de bază, în kg/m².

c) Încărcarea cu polei a antenei, a cablurilor de ancorare și a construcției metalice. Pentru condițiile țării noastre, se pot lua ca valabile prescripțiile referitoare la liniile de transport de energie electrică de categoria I. Construcția metalică a turnului sau a pilonului se consideră acoperită cu un strat de polei cu grosimea corespunzătoare regiunii și cu greutatea specifică aparentă de 0,9 kg/dm³.

d) Influența tasării reazemelor trebuie apreciată în funcție de natura terenului de fundație și intervine în calcul în cazul sistemelor static nedeterminate.

e) Sarcini excepționale: forțele seismice, influențele datorite ruperii unilaterale a antenei, în cazul stîlpilor intermediari, precum și slăbirea unui cablu de ancorare prin distrugerea unui izolator.

Forțele seismice se iau în considerație în regiuni cu un grad de seismicitate mai mare de 6.

În funcție de gradul cutremurului se ține seama de:

1. Forța de inerție care acționează orizontal

$$F_1 = k_1 \cdot G_1, \qquad (2.13)$$

unde G_1 este greutatea construcției sau a tronsonului în al cărui centru de greutate acționează F_1, iar k_1 este un coeficient de seismicitate egal cu:

1/40 pentru cutremure de gradul 7;
1/20 pentru cutremure de gradul 8;
1/10 pentru cutremure de gradul 9.

Acțiunea forțelor de inerție asupra construcției se tratează întocmai ca încărcarea din vînt.

2. Forțele impulsive care se iau în considerație la calculul prinderilor ce leagă între ele porțiunile separate ale construcției, precum și la calculul prinderii utilajului:

$$F_2 = k_2 \cdot G_2. \qquad (2.14)$$

G_2 este greutatea care creează forța de inerție, iar k_2 un coeficient care se ia egal cu:

1/8 pentru cutremure de gradul 7;
1/4 pentru cutremure de gradul 8;
1/2 pentru cutremure de gradul 9.

Ruperea unilaterală a antenei se ia în considerație, întocmai ca ruperea conductorilor la stîlpii pentru linii de transport de energie electrică.

II. 1. 2. Ipoteze de încărcare

La calculul turnurilor și pilonilor în afară de sarcinile permanente se iau în considerație următoarele combinații de încărcări:

1. Încărcarea maximă din vînt și temperatură +20 °C.

2. Încărcarea cu polei, temperatură —5 °C și vînt de intensitate medie. Prin vînt de intensitate medie se înțelege un vînt cu presiunea dinamică de bază $g_0 = 30$ kg/m².

3. Temperatura maximă, fără vînt.

4. Temperatura minimă, fără vînt.

Combinația de încărcare *1* este cea care determină de obicei dimensiunile construcției metalice. Combinațiile de încărcare *2* și *4* pot să intervină pentru cazurile de rupere unilaterală a antenei. Combinația de încărcare *3* servește la determinarea săgeții maxime a antenei, verificare necesară cînd se impune respectarea unui anumit gabarit.

În cazul combinațiilor cu încărcări excepționale, simultan cu forțele orizontale de inerție se va considera și o încărcare din vînt egală cu jumătate din presiunea maximă.

Tot în categoria combinațiilor de încărcări excepționale intră și verificarea cu încărcări de montaj cu vînt de presiune maximă, sau cu polei și vînt de intensitate medie.

II. 2. TURNURI

Turnurile de susținere a antenelor de radio se execută de obicei sub forma unor stîlpi cu secțiune pătrată sau triunghiulară, fețele lor fiind grinzi cu zăbrele (fig. 75).

Executarea turnului sub forma unui tub nu este economică, din cauza consumului de oțel mai ridicat; în plus deplasările orizontale ale vîrfului sînt importante, deoarece suprafața expusă vîntului este foarte mare. Un consum de oțel de asemenea ceva mai ridicat, ca soluția cu zăbrele, necesită turnul executat din bare rigide (fig. 76).

Lățimea bazei se stabilește pe considerentul ca stabilitatea turnului să poată fi asigurată, fără dificultăți prea mari, urmărindu-se ca reacțiunile

pozitive şi negative să se afle în limite acceptabile, din punct de vedere al dimensionării. O lăţime suficientă a bazei este impusă şi de condiţia de rigiditate, astfel ca deplasarea orizontală a vîrfului să nu depăşească 1/100 din înălţimea turnului; ca urmare, lăţimea bazei se ia de obicei 1/8—1/15 din înălţimea turnului.

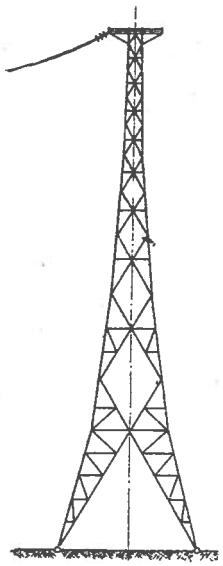


Fig. 75. Turn executat cu zăbrele.

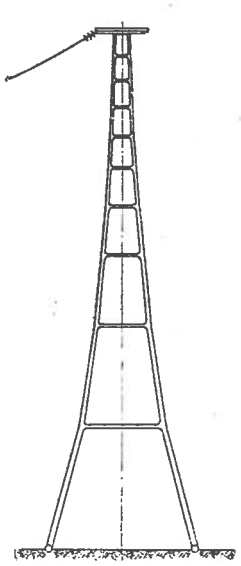


Fig. 76. Turn executat cu bare rigide.

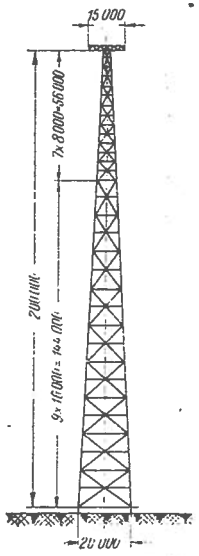


Fig. 77. Turn cu zăbrele Sistemul de împărţire interioară.

Lăţimea turnului descreşte spre vîrf, forma turnului adaptîndu-se astfel variaţiei momentelor. Descreşterea poate fi constantă, ajungînd astfel la o formă de trunchi de piramidă, sau poate să fie mai mică spre virf, nodurile picioarelor fiind aşezate pe o curbă (v. fig. 75).

Soluţia la care nodurile picioarelor sînt pe o dreaptă, simplifică, într-o oarecare măsură, execuţia şi se pretează mai bine la o tipizare a turnului. Soluţia a doua are oarecare avantaje de ordin estetic.

Modul de alcătuire al sistemului grinzilor cu zăbrele, care formează feţele turnului, trebuie să satisfacă următoarele cerinţe:

— lungimile de flambaj ale picioarelor să nu fie prea mari;

— lungimile de flambaj ale diagonalelor şi orizontalelor de asemenea nu trebuie să fie prea mari;

— unghiul pe care-l fac diagonalele cu verticala trebuie să fie între 45—70°.

Pentru satisfacerea acestor condiţii se ajunge la sistemul rombic, cu subîmpărţire în partea inferioară a turnului (fig. 75), sau la sisteme de diagonale şi contradiagonale cu orizontale (fig. 77).

II. 2.1. Calculul şi dimensionarea turnurilor

În afară de sarcinile permanente ipotezele normale de calcul, care intervin la dimensionarea eforturilor din barele sistemului sînt:

— ipoteza 1 cu încărcare maximă din vînt şi temperatură de +20 °C;

— ipoteza 2 cu încărcare din polei, temperatura la —5 °C şi vînt de intensitate medie.

La stîlpii cu secţiune pătrată, presiunea vîntului din cele două ipoteze de calcul se va considera în două alternative:

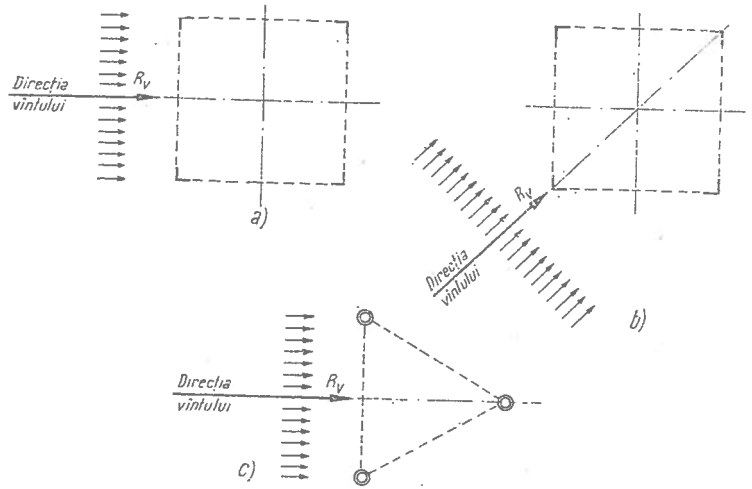


Fig. 78. Acţiunea vîntului:
a — turn cu secţiune pătrată, vînt normal pe un perete; *b* — turn cu secţiune pătrată, vînt pe colţ; *c* — turn cu secţiune triunghiulară, vînt normal pe un perete.

— normală pe un perete (fig. 78, *a*);

— acţionînd pe colţul stîlpului (fig. 78, *b*).

La stîlpii cu secţiune triunghiulară intervine numai alternativa: vînt normal pe un perete (fig. 78, *c*).

Încărcările exterioare — vînt, polei, greutatea proprie, tracţiunea din antene etc. — se înlocuiesc prin forţe concentrate care acţionează în nodurile sistemului şi care se descompun după direcţia planelor care formează feţele stîlpului.

Fiecare faţă se calculează apoi separat la aceste componente care-i revin, considerîndu-se ca un sistem plan reprezentat prin proiecţia feţei pe planul vertical.

Determinarea eforturilor se face cu metodele obişnuite (v. calculul stîlpilor pentru linii de transport de energie electrică). Eforturile în barele care fac parte din doi pereţi — cazul picioarelor turnului — se obţin prin însumarea eforturilor obţinute în cele două sisteme.

Eforturile astfel obţinute se corectează apoi prin înmulţirea cu un coeficient η (care ţine seama de faptul că pereţii sînt înclinaţi) egal cu raportul dintre lungimea reală a barei respective şi lungimea proiecţiei acelei bare pe planul vertical.

O propunere interesantă, care aduce o importantă economie de material, este cea făcută de laureaţii premiului Staiin: *A. G. Sokolov* şi *G. A. Savilki*, de a executa turnul cu diagonale preintinse. Prin introducerea unui efort de întindere în diagonale, efort care să depăşească cu 20—30% efortul maxim de compresiune din încărcarea exterioară, este posibilă dimensionarea diagonalelor numai la întindere şi executarea lor din bare de oţel rotund. Înlocuirea barelor comprimate, care din condiţii de ridigitate reprezentau un consum important de material, cu bare întinse, care pot fi executate din vergele, are şi avantajul unei reduceri simţitoare a suprafeţei bătute de vînt a turnului, deci şi a presiunii vîntului, care, aşa cum s-a spus, reprezintă încărcarea principală a acestor construcţii.

O reducere de asemenea importantă a acestei încărcări se obţine prin executarea picioarelor turnului din ţevi şi prin alegerea acestor ţevi cu un diametru optim. În urma unor cercetări ştiinţifice organizate în U.R.S.S. de Institutul Stalkonstrukţia şi Institutul TAGI, s-a stabilit legea variaţiei presiunii vîntului pe secţiunile tubulare, în regimul vitezelor obişnuite, ca funcţiune de diametrul tubului. Rezultatul acestor cercetări este redat în diagrama din fig. 79.

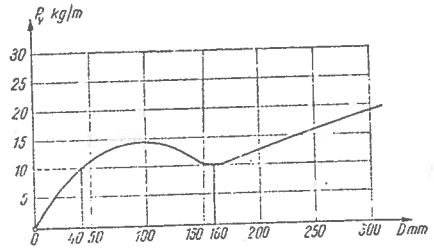


Fig. 79. Presiunea vîntului pe metru liniar de tub ca funcţiune de diametrul tubului D

Din această diagramă se remarcă că, pentru intervalul vitezelor studiate, tubul cu un diametru de circa 160 mm este mai puţin încărcat de cît tuburile cu diametrul între 40 şi 150 mm.

Pentru reducerea forţei din vînt este deci indicat ca turnul să fie executat şi în partea lui superioară, adică acolo unde de obicei nu este necesar, din ţevi cu un diametru de 160 mm. Reducerea forţei de vînt, în special pe porţiunea superioară a turnului, atrage după sine o reducere importantă a eforturilor din bare şi prin aceasta o economie de material, care întrece cu mult cantitatea de material introdusă în plus în partea superioară a turnului.

Avînd în vedere cele expuse mai sus şi pe baze unor calcule tehnico-economice se pot trage următoarele concluzii care privesc forma şi modul de alcătuire al turnurilor:

1. Turnul cu secţiune triunghiulară este mai economic ca turnul cu secţiune pătrată. Economia de material metalic este de 20—30%. Greutatea mai mică a turnului cu secţiune triunghiulară provine din lipsa unei feţe şi din lipsa contravîntuirilor orizontale care în acest caz nu mai sînt necesare.

2. Soluţia cu diagonale elastice preintinse aduce o economie de material de circa 30% faţă de soluţia cu diagonale rigide.

3. Întrebuinţarea secţiunilor tubulare pentru picioarele turnului, cu tot costul mai ridicat al ţevilor faţă de materialele laminate obişnuite, este soluţia recomandabilă. Secţiunile tubulare pe lîngă avantajul unui randament mai ridicat, în cazul dimensionării la compresiune şi pe lîngă simplificările constructive care se evidenţiază în special în cazul turnurilor cu secţiune triunghiulară, au proprietăţi aerodinamice deosebite care duc la o reducere importantă a consumului de oţel şi de asemenea a betonului în fundaţii.

De unde pentru un turn de 200 m înălţime, cu secţiune pătrată şi executat din corniere sînt necesare circa 210 t oţel şi 900 m³ beton în fundaţii, pentru acelaşi turn, însă cu secţiune triunghiulară executat din ţevi şi cu diagonalele preintinse, sînt necesare numai 100 t oţel şi 300 m³ beton.

În fig. 80 este arătat un tronson dintr-un turn cu picioarele şi orizontalele executate din ţevi, iar diagonalele preintinse, executate din vergele de oţel rotund.

Această soluţie se pretează foarte bine la tipizarea construcţiilor de turnuri. În fig. 81 sînt arătate schematic tipuri de turnuri cu înălţimi de la 65 la 125 m.

Tipul de turn superior, aşa cum se vede din figură, derivă din precedentul prin adăugirea unui tronson (sau două tronsoane).

Dimensionarea elementelor componente ale turnului se recomandă să se facă după metoda stărilor limită. Coeficienţii de supraîncărcare indicaţi sînt: pentru greutatea proprie, 1,10 cînd efectul acestei încărcări este defavorabil şi 0,9 cînd efectul este favorabil, (de exemplu la verificarea stabilităţii), pentru încărcarea din vînt 1,20, pentru încărcarea cu zăpadă şi polei 1,40.

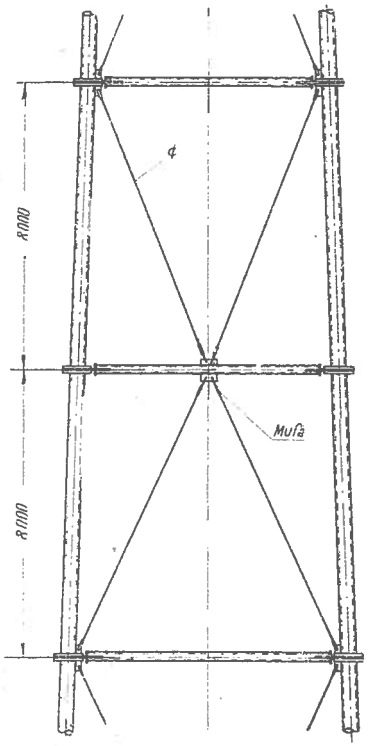


Fig. 80. Tronson al unui turn, executat din ţevi cu diagonale preintinse executate din vergele de oţel rotund.

La acest tip de construcţii, la care încărcarea din vînt este predominantă, întrebuinţarea unui oţel de calitate superioară, de tipul OLX52, nu este indicată Direcţia vîntului putînd fi oarecare, înseamnă că în barele sistemului vor apărea eforturi alternante şi deci la dimensionarea elementelor trebuie să se ţină seamă şi de fenomenul de obosire al materialului. Este însă cunoscut că, în cazul eforturilor alternante, comportarea celor două materiale este aproximativ aceeaşi şi deci înlocuirea oţelului normal cu un oţel de calitate superioară nu are sens în acest caz.

Tot din cauză că direcţia vîntului poate să fie oarecare, barele sistemului trebuie dimensionate la compresiune. Cum coeficienţii de subţirime sînt mari de obicei, barele avînd lungimi mari de flambaj şi din acest motiv înlocuirea oţelului normal cu un oţel de calitate superioară nu aduce economii.

Considerînd acţiunea vîntului pe colţ, verificarea stabilităţii se face cu formula:

$$n \cdot M_R \leq m \frac{1}{\sqrt{2}} \cdot b \cdot \sum G, \qquad (2.15)$$

unde:

M_R este momentul de răsturnare;
n — coeficientul de supraîncărcare;
m — coeficientul condițiilor de lucru;
ΣG — suma greutăților (turn plus fundații);
b — dimensiunea bazei turnului.

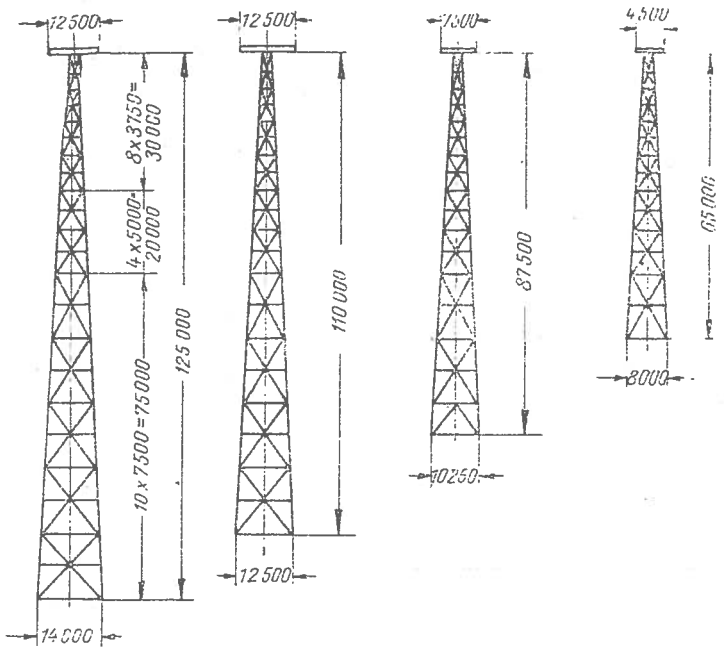


Fig. 81. Scheme de tipizare a turnurilor:

Deplasarea orizontală a vîrfului turnului se calculează din relația:

$$f = \sum_{1}^{n} \frac{N_1 \cdot N_p \cdot l}{E \cdot A}, \qquad (2.16)$$

unde:

N_1 este efortul în barele sistemului, provenit dintr-o forță unitară orizontală acționînd în vîrful turnului;
N_p — efortul în bare din încărcarea exterioară;
l — lungimea barei respective;
A — secțiunea barei.

Suma se extinde asupra tuturor barelor sistemului.

Ca un detaliu constructiv caracteristic se dă în fig. 82 așezarea piciorului stîlpului în cazul cînd construcția metalică se izolează electric.

Rezemarea se face printr-un izolator vertical și trei izolatori orizontali, care împiedică deplasarea laterală. Contra ridicării se execută un jug format

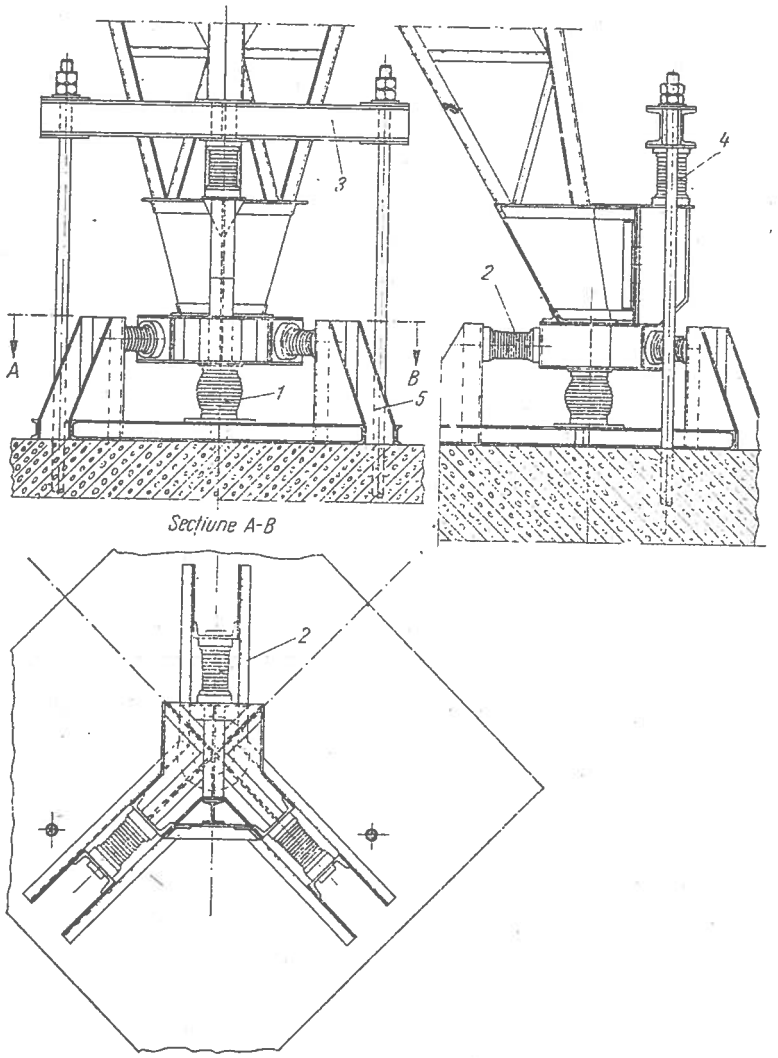


Fig. 82. Detaliu privind izolarea electrică a turnului:
1 — izolator central; *2* — izolator lateral; *3* — jug; *4* — izolator; *5* — consolă.

dintr-o traversă și două buloane ancorate în fundație. Între traversă și o consolă fixată pe construcția turnului, se plasează al cincilea izolator. Toți izolatorii se execută din porțelan.

II. 3. PILONI ANCORAȚI

Sistemul este format dintr-un stîlp rigid cu secțiune constantă, pătrată sau triunghiulară, mai rar dreptunghiulară, ancorat la unul sau mai multe nivele. Fețele stîlpului sînt executate ca grinzi cu zăbrele.

Sistemul ancorat la un singur nivel (fig. 73), este static determinat, iar cel cu ancore la mai multe nivele este static nedeterminat, gradul de nedeterminare statică fiind egal cu numărul nivelelor de ancorare minus unu.

În calculul construcției și al ancorajelor intervin combinațiile de încărcări *1* și *2*, arătate la paragraful II. 1. 2.

La stîlpii cu secțiunea pătrată, ancorați la fiecare nivel cu cîte patru cabluri, presiunea vîntului din cele două ipoteze de încărcare se va considera în două alternative:

a) normală pe un perete (fig. 83, *a*);

b) acționînd pe colțul stîlpului, după direcția unei perechi de cabluri de ancorare (fig. 83, *b*).

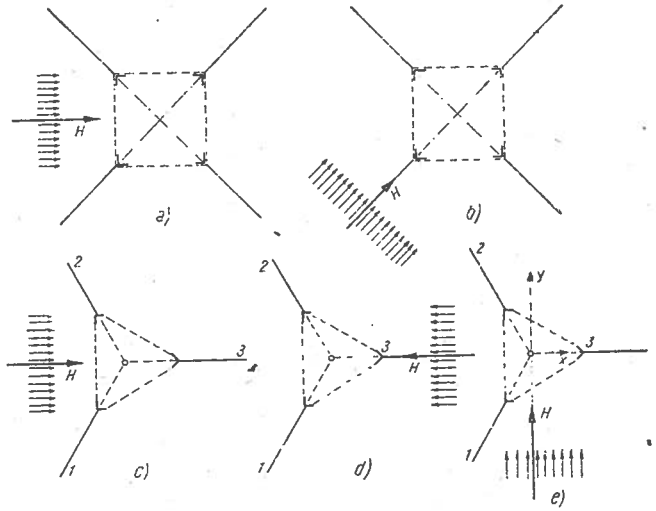


Fig. 83. Acțiunea vîntului:

a — pilon cu secțiune pătrată, vînt normal pe un perete; *b* — pilon cu secțiunea pătrată, vînt pe colț; *c* — pilon cu secțiune triunghiulară vînt normal pe un perete; *d* — idem, vînt paralel cu un cablu; *e* — idem, vînt paralel cu un perete.

La stîlpii cu secțiune triunghiulară, ancorați la fiecare nivel cu cîte trei cabluri, direcția vîntului se ia în trei alternative:

a) normală pe un perete (fig. 83, *c*);

b) paralelă cu un cablu de ancorare (fig. 83, *d*);

c) paralelă cu un perete (fig. 83, *e*).

II. 3.1. Calculul cablurilor de ancorare

O primă problemă este aceea de a determina efortul de întindere din cablurile de ancorare. Ancorele se montează cu o tensiune inițială σ_0 astfel, ca în cablul descărcat prin acțiunea vîntului, să rămînă totuși o forță de întindere.

Tensiunea inițială se ia 0,35—0,50 din rezistența admisibilă în cablu, rezistență care se stabilește reducînd limita de rupere a materialului cu un coeficient de siguranță egal cu 3. Pentru cablurile de ancorare se întrebuințează un material cu limita de rupere $\sigma_r = 120—160$ kg/mm², avînd un modul de elasticitate $E = 1.500.000—1.800.000$ kg/cm².

Problema se tratează mai întîi în plan, rezultatele urmînd a fi apoi corectate pentru cazurile spațiale.

Însemnînd cu σ_1 și σ_2 eforturile unitare care apar în ancore din încărcarea orizontală H și cu σ_0 efortul unitar inițial din cablu, vom avea: (fig. 84),

$$S_1 = \sigma_1 \cdot A; \quad S_2 = \sigma_2 \cdot A; \quad S_0 = \sigma_0 \cdot A; \tag{2.16}$$

unde S reprezintă eforturile, iar A secțiunea cablurilor de ancorare.

Deplasarea pe orizontală Δw a punctului de ancorare se poate scrie, cu suficientă aproximație, în funcție de alungirea totală a cablului Δs, stabilită ca expresie în capitolul precedent (relația 1.36).

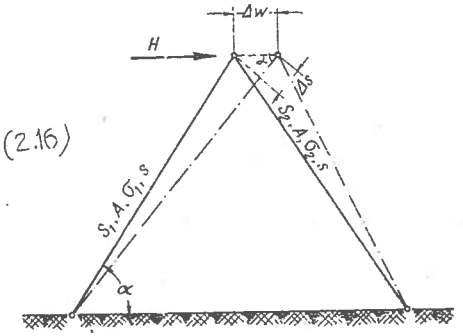


Fig. 84. Schemă pentru calculul eforturilor în cabluri. Situația în plan.

$$\Delta w = \frac{\Delta s}{\cos \alpha}. \tag{2.17}$$

Alungirea Δs, așa cum s-a dedus în cap. I poate fi exprimată prin relația:

$$\Delta s = -\frac{s^3 \cdot \cos^2 \alpha}{24}\left[\left(\frac{\gamma}{\sigma}\right)^2 - \left(\frac{\gamma_0}{\sigma_0}\right)^2\right] + \frac{s}{E}(\sigma - \sigma_0) + \alpha_t \cdot s\,(t - t_0). \tag{2.18}$$

Considerînd mai întîi că încărcarea γ și temperatura t rămîn constante, vom avea pentru Δw_1 și Δw_2 (deplasările pe orizontală a capetelor cablurilor 1 și 2):

$$\Delta w_1 = \frac{\Delta s_1}{\cos \alpha} = -\frac{\gamma_0^2 \cdot s^3 \cdot \cos \alpha}{24}\left(\frac{1}{\sigma_1^2} - \frac{1}{\sigma_0^2}\right) + \frac{s}{E \cos \alpha}(\sigma_1 - \sigma_0); \tag{2.19}$$

$$\Delta w_2 = \frac{\Delta s_2}{\cos \alpha} = -\frac{\gamma_0^2 \cdot s^3 \cdot \cos \alpha}{24}\left(\frac{1}{\sigma_2^2} - \frac{1}{\sigma_0^2}\right) + \frac{s}{E \cdot \cos \alpha}(\sigma_2 - \sigma_0). \tag{2.20}$$

Însemnînd pentru simplificare:

$$-\frac{\gamma_0^2 \cdot s^3 \cdot \cos \alpha}{24} \cdot \frac{1}{\sigma_0^2} + \frac{s}{E \cdot \cos \alpha} \cdot \sigma_0 = k; \tag{2.21}$$

avem:

$$\Delta w_1 = -\frac{\gamma_0^2 \cdot s^3 \cdot \cos \alpha}{24} \cdot \frac{1}{\sigma_1^2} + \frac{s}{E \cdot \cos \alpha} \cdot \sigma_1 - k; \tag{2.22}$$

$$\Delta w_2 = -\frac{\gamma_0^2 \cdot s^3 \cdot \cos \alpha}{24} \cdot \frac{1}{\sigma_2^2} + \frac{s}{E \cdot \cos \alpha} \cdot \sigma_2 - k. \tag{2.23}$$

Pentru sistemul plan se vor putea scrie următoarele ecuații:

$$\Delta w_1 + \Delta w_2 = 0; \tag{2.24}$$

$$S_1 \cdot \cos\alpha - S_2 \cdot \cos\alpha = H. \tag{2.25}$$

În ecuația (2.25) introducînd relațiile (2.16) avem:

$$\sigma_1 - \sigma_2 = \frac{H}{A \cdot \cos\alpha}. \tag{2.26}$$

Din ecuațiile (2.24) și (2.26), se va putea calcula valoarea eforturilor unitare σ_1 și σ_2. Se poate de asemenea folosi următoarea soluție grafică:

1. Se reprezintă curba Δw_1 în funcție de σ ca abscisă și Δw ca ordonată, considerînd mai întîi $k=0$. Prin introducerea constantei k, care este în funcție de situația inițială, axa σ se deplasează în sus cu această valoare (fig. 85, *a*).

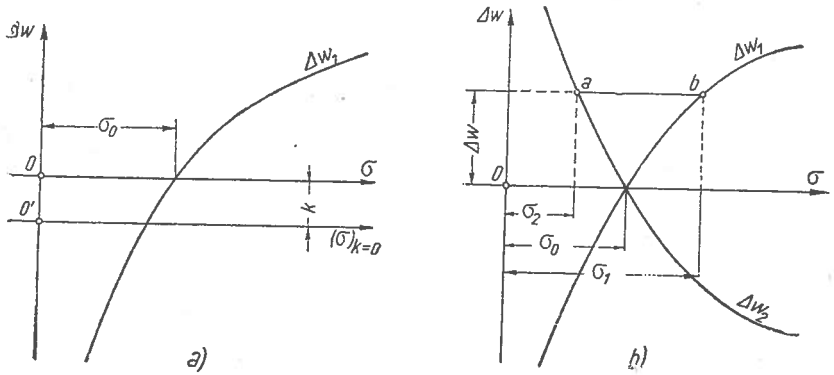


Fig. 85. Diagramă pentru calculul eforturilor unitare în cablurile de ancoraj: *a* — curba Δw_1; *b* — diagrama eforturilor unitare.

2. Din ecuația (2.24) rezultă:

$$\Delta w_1 = -\Delta w_2.$$

Deci curba Δw_2 va fi curba oglindită Δw_1 față de axa σ, deplasată cu valoarea k (fig. 85, *b*).

3. În figura 85, *b* se determină poziția unui segment paralel cu axa, măsurat între cele două curbe Δw_1 și Δw_2, a cărui lungime este egală cu: $\frac{H}{A \cdot \cos\alpha}$.

Extremitățile acestui segment „*a*" și „*b*", determină pe axa σ rezistențele σ_1 și σ_2. Tot din această construcție grafică rezultă și deplasarea orizontală Δw.

Pentru cazurile spațiale se fac următoarele corecții:

a) Stîlp cu secțiune pătrată, ancorat cu patru cabluri

Alternativa 1. *Vînt perpendicular pe un perete* (fig. 86). Avîndu-se în vedere simetria sistemului și a încărcării, eforturile în cabluri vor fi două, cîte două, egale. Deplasarea spațială, pe care o notăm cu $\Delta\bar{w}$, o proiectăm în planul unei perechi de cabluri. Revenind astfel la situația plană, se poate stabili relația dintre situația spațială $\Delta\bar{w}$ și cea plană Δw, studiată anterior.

$$\Delta\bar{w} \cdot \cos 45° = \frac{\Delta\bar{w}}{\sqrt{2}} = \frac{\Delta s}{\cos\alpha} = \Delta w, \tag{2.27}$$

de unde:

$$\Delta\bar{w}_1 = \sqrt{2} \cdot \Delta w_1; \tag{2.28}$$

$$\Delta\bar{w}_2 = \sqrt{2} \cdot \Delta\bar{w}_2. \tag{2.29}$$

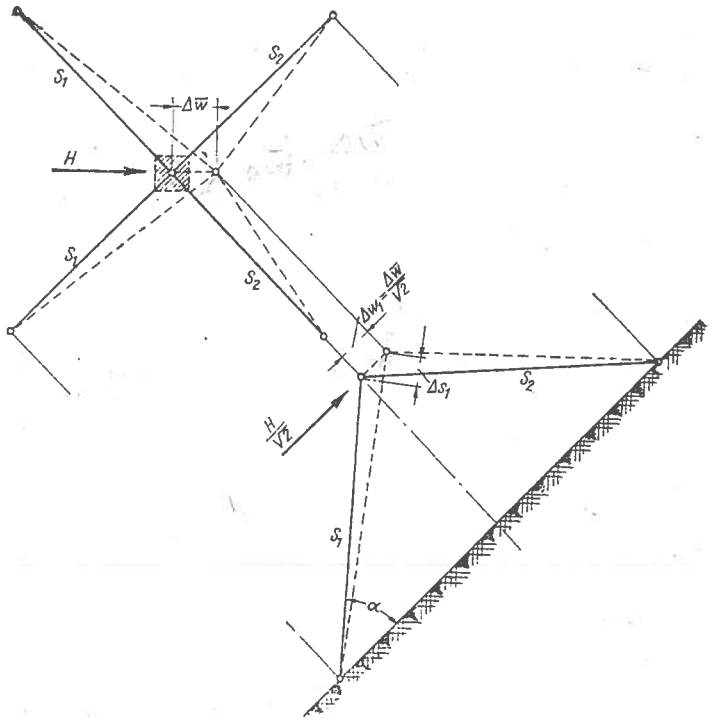


Fig. 86. Schemă pentru sistemul spațial. Pilon cu secțiune pătrată, ancorat cu patru cabluri.

Din condiția ca suma deplasărilor spațiale a celor două capete ale cablurilor ($\Delta\bar{w}_1$; $\Delta\bar{w}_2$) să fie nulă, rezultă:

$$\sqrt{2} \cdot \Delta w_1 = -\sqrt{2} \cdot \Delta w_2, \tag{2.30}$$

Scriind mai departe că suma componentelor orizontale ale eforturilor din cabluri, după direcția forței H, trebuie să fie egală cu forța H, se obține:

$$2 \cdot S_1 \cdot \cos\alpha \cdot \cos 45° - 2 \cdot S_2 \cdot \cos\alpha \cdot \cos 45° = H;$$

de unde:

$$\sigma_1 - \sigma_2 = \frac{H}{\sqrt{2} \cdot A \cdot \cos\alpha}. \tag{2.31}$$

Diferența față de situația în plan provine din faptul că ecuațiile curbelor Δw sînt înmulțite cu $\sqrt{2}$, iar segmentul care determină punctele „a" și „b" este redus cu $\sqrt{2}$ față de lungimea segmentului în cazul plan.

Alternativa 2. *Vînt pe colț, după direcția unei perechi de cabluri.* Situația este identică cu cea în plan, deplasarea spațială fiind în acest caz în planul celor două cabluri active.

Cablurile care se află într-un plan perpendicular pe direcția vîrfului nu au eforturi din vînt (fig. 83).

b) Stîlp cu secțiune triunghiulară, ancorat cu trei cabluri.

Alternativa 1. *Direcția vîntului este perpendiculară pe un perete* (fig. 87).

Avînd în vedere simetria sistemului și a încărcării, eforturile în cablurile *1* și *3* vor fi egale. Deplasarea spațială $\Delta\overline{w}$ o proiectăm în planul vertical al cablului 1 și se obține:

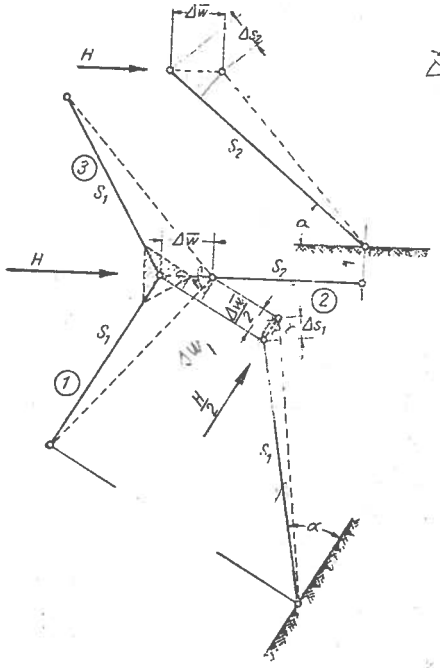


Fig. 87. Schemă pentru sistemul spațial. Pilon cu secțiune triunghiulară ancorat cu trei cabluri.

$$\Delta\overline{w}_1 \cos 60° = \frac{\Delta\overline{w}_1}{2} = \frac{\Delta s_1}{\cos\alpha} = \Delta w_1;$$

$$\Delta\overline{w}_1 = 2\Delta w_1. \qquad (2.32)$$

Din proiecția pe planul vertical al cablului 2 avem:

$$\Delta\overline{w}_2 = \frac{\Delta s_2}{\cos\alpha} = \Delta w_2;$$

$$\Delta\overline{w}_2 = \Delta w_2; \qquad (2.33)$$

iar din condiția: $\Delta\overline{w}_1 + \Delta\overline{w}_2 = 0$, rezultă:

$$2\Delta w_1 = -\Delta w_2. \qquad (2.34)$$

Scriind că suma componentelor orizontale a eforturilor în cele trei cabluri după direcția H, trebuie să fie egală cu forța H, rezultă:

$$2S_1 \cos\alpha \cdot \cos 60° - S_2 \cos\alpha = H$$

$$S_1 \cdot \cos\alpha - S_2 \cdot \cos\alpha = H;$$

sau:

$$\sigma_1 - \sigma_2 = \frac{H}{A \cdot \cos\alpha}. \qquad (2.35)$$

În acest caz deci, diferența față de situația în plan este:

1. Ecuația curbei $\Delta\overline{w}_1$ va fi ecuația curbei Δw înmulțită cu 2.
2. Ecuația curbei $\Delta\overline{w}_2$ va fi cea a curbei Δw oglindită față de axa σ.
3. Lungimea segmentului a—b, care determină eforturile unitare σ_1 și σ_2 nu se modifică (v. fig. 88).

Alternativa 2. *Vînt pe colț, direcția vîntului paralelă cu un cablu de ancorare.* Situația este asemănătoare cu cea din alternativa 1 cu diferența că, cablurile *1* și *3* vor fi descărcate, iar cablul *2* va fi întins.

Diagrama curbelor Δw rămîne aceeași, la fel și lungimea segmentului a—b. Diferența, așa cum este arătată în fig. 88, este că în cazul alternativei 1 segmentul a—b se plasează și se măsoară deasupra axei σ, iar în cazul alternativei 2 se măsoară în cadranul inferior.

Alternativa 3. *Direcția vîntului este paralelă cu un perete.* Deplasarea spațială $\Delta\overline{w}$ din cauza nesimetriei încărcării față de cea a sistemului, se va produce după o direcție diferită de direcția forței H.

Vom însemna cu $\Delta\overline{w}_1 \Delta\overline{w}_2$ și $\Delta\overline{w}_3$ componentele orizontale ale deplasării $\Delta\overline{w}$ după direcțiile axelor cablurilor *1*, *2* și *3*, iar cu Δw_x și Δw_y componentele orizontale după axele x și y (fig. 89).

Din $\Sigma X = 0$ se obține:

$$\sigma_3 \cdot A \cdot \cos\alpha - \sigma_1 \cdot A \cdot \cos\alpha \cdot \cos 60° - \sigma_2 \cdot A \cdot \cos\alpha \cdot \cos 60° = 0;$$

de unde:

$$\sigma_3 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2}; \qquad (2.36)$$

iar din $\Sigma Y = 0$

$$H - \sigma_1 \cdot A \cdot \cos\alpha \cdot \cos 30° + \sigma_2 \cdot A \cdot \cos\alpha \cdot \cos 30° = 0;$$

de unde:

$$\sigma_1 - \sigma_2 = \frac{2 \cdot H}{\sqrt{3} \cdot A \cdot \cos\alpha}. \qquad (2.37)$$

Trebuie să se observe că relația (2.36) este valabilă numai în cazul sistemelor static determinate, adică cu ancoraje la un singur nivel. Atunci cînd pilonul este ancorat la mai multe nivele, deplasările Δw_x vor cauza reacțiuni H_x după direcția x și în acest caz ecuația (2.36) se completează cu:

$$\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} = \sigma_3 - \frac{H_x}{A \cdot \cos\alpha} = \sigma_3 - \sigma_{3,\,x}. \qquad (2.38)$$

Bineînțeles, suma acestor reacțiuni H_x trebuie să fie nulă.

Avînd în vedere fig. 89, se va putea scrie:

$$AA' = \Delta\overline{w}; \quad AC = \Delta w_y; \quad AB = \Delta w_x = \Delta\overline{w}_3;$$

$$AD = \Delta\overline{w}_2; \quad AE = \Delta\overline{w}_1;$$

$$AF = \frac{\Delta\overline{w}_1}{\cos 30°} = \frac{2}{\sqrt{3}} \cdot \Delta\overline{w}_1; \qquad (2.39)$$

$$AG = -\frac{\Delta\overline{w}_2}{\cos 30°} = -\frac{2}{\sqrt{3}} \cdot \Delta\overline{w}_2.$$

Deplasarea $\Delta\overline{w}_2$ se introduce cu semnul minus, deoarece produce o scurtare a cablului *2*.

$$FG = AG - AF = -\frac{2}{\sqrt{3}} \cdot \Delta\overline{w}_2 - \frac{2}{\sqrt{3}} \Delta\overline{w}_1 = -\frac{2}{\sqrt{3}} (\Delta\overline{w}_1 + \Delta\overline{w}_2);$$

$$AC = AF + \frac{1}{2} FG = \frac{2}{\sqrt{3}} \Delta\overline{w}_1 - \frac{1}{\sqrt{3}} (\Delta\overline{w}_1 + \Delta\overline{w}_2);$$

$$AC = \frac{1}{\sqrt{3}} (\Delta\overline{w}_1 - \Delta\overline{w}_2) = \Delta w_y;$$

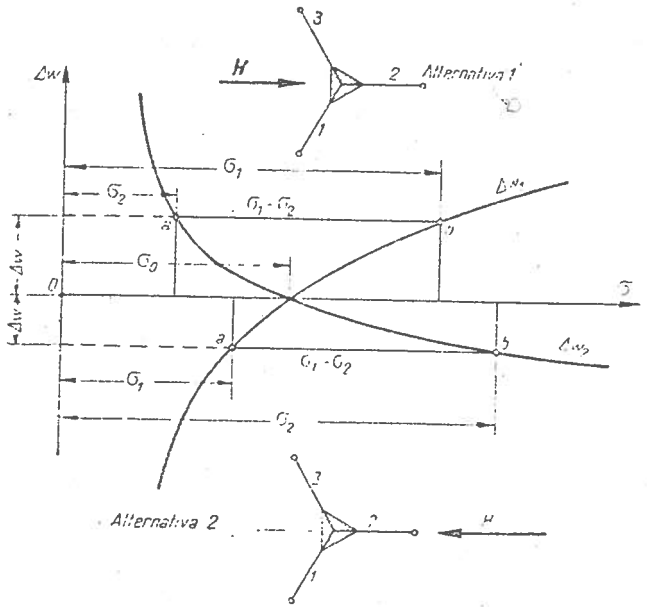


Fig. 88. Diagramă pentru determinarea eforturilor în cabluri. Pilon cu secțiune triunghiulară, vînt normal pe un perete și vînt pe colț.

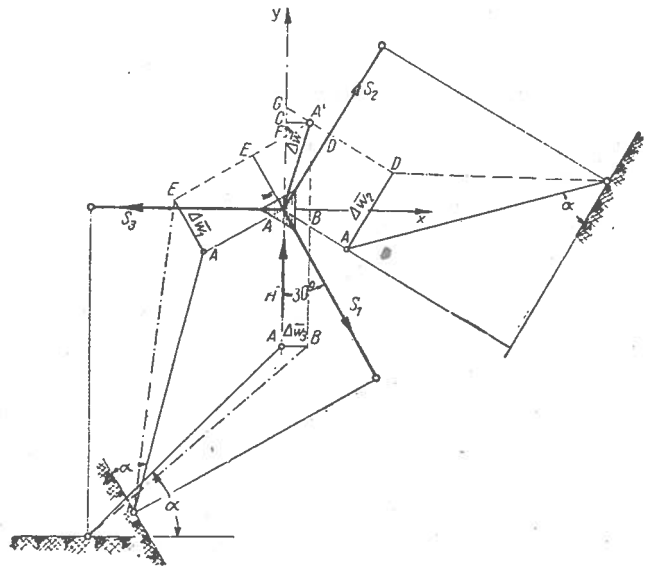


Fig. 89. Schemă pentru sistemul spațial. Pilon cu secțiune triunghiulară, vînt paralel cu un perete.

$$CA' = CF \cdot \operatorname{ctg} 30° = -\frac{1}{\sqrt{3}}(\Delta w_1 + \Delta w_2)\sqrt{3} = -(\Delta\overline{w}_1 + \Delta\overline{w}_2); \qquad (2.40)$$

însă:

$$CA' = AB = \Delta w_x = \Delta\overline{w}_3;$$

de unde rezultă:

$$-(\Delta\overline{w}_1 + \Delta\overline{w}_2) = \Delta\overline{w}_3; \qquad (2.41)$$

sau

$$\Delta\overline{w}_1 + \Delta\overline{w}_2 + \Delta\overline{w}_3 = 0; \qquad (2.42)$$

iar deplasarea spațială va fi:

$$\Delta\overline{w} = \sqrt{\Delta w_x^2 + \Delta w_y^2} = \sqrt{\Delta\overline{w}_3^2 + \frac{1}{3}(\Delta\overline{w}_1 - \Delta\overline{w}_2)^2} = 2\sqrt{\frac{\Delta\overline{w}_1^2 + \Delta\overline{w}_2^2 + \Delta\overline{w}_1 \cdot \Delta\overline{w}_2}{3}}. \qquad (2.43)$$

Ecuația curbelor $\Delta\overline{w}_1$ și $\Delta\overline{w}_2$, făcînd aceeași aproximație ca și pentru cazul plan, pot fi exprimate în funcție de Δs.

$$\Delta\overline{w}_1 = \frac{\Delta s_1}{\cos\alpha} = \Delta w_1;$$

$$\Delta\overline{w}_3 = \frac{\Delta s_3}{\cos\alpha} = \Delta w_3; \qquad (2.44)$$

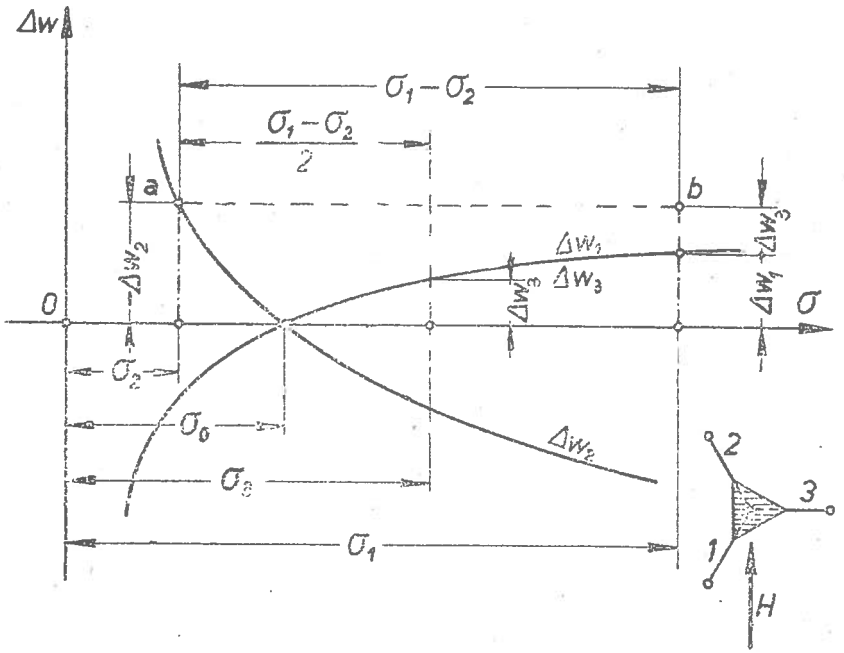


Fig. 90. Diagramă pentru determinarea eforturilor unitare în cabluri. Pilon cu secțiune triunghiulară, vînt paralel cu un perete.

Aceste două curbe, în epura (σ, Δw) se vor confunda. Curba $\Delta\overline{w}_2$ se obține din condiția (2.42), de unde rezulta că ordonatele curbei $\Delta\overline{w}_2$ sînt oglindite față de axa σ și dublu de mari ca ordonatele curbei $\Delta\overline{w}_1$.

Pentru cazul sistemului static determinat, stabilirea eforturilor unitare σ_1, σ_2 și σ_3 precum și a deplasărilor se face direct din diagramă în modul următor:

Ecuația (2.37) determină lungimea segmentului $a—b$. Acest segment este împărțit în două printr-o axă verticală, care în punctul de intersecție al ei cu axa σ, conform relației (2.36), va determina efortul unitar σ_3. Pe aceasta verticală distanța de la axa σ pînă la curba $\Delta\overline{w}_3$ va reprezenta deplasarea Δw_3. Din ecuația (2.42) avem însă:

$$\Delta\overline{w}_1+\Delta\overline{w}_3=-\Delta\overline{w}_2. \tag{2.45}$$

Segmentul $a—b$, cu punctul „a" pe curba $\Delta\overline{w}_2$, va trebui să-l deplasăm paralel cu axa σ, pînă cînd relația (2.45) este îndeplinită. Extremitățile segmentului, punctele „a" și „b" determină pe axa σ eforturile unitare σ_1 și σ_2. De asemenea, din diagramă rezultă cele trei componente ale deplasării spațiale $\Delta\overline{w}_1$, $\Delta\overline{w}_2$ și $\Delta\overline{w}_3$. Folosind relația (2.43), se poate calcula mărimea deplasării spațiale. Direcția acestei deplasări este fixată prin cele două componente Δw_x și Δw_y.

c) Cazul de ancorare la mai multe nivele

Ca un prim calcul, necesar pentru determinarea aproximativă a secțiunilor, poate servi următoarea metodă:

Reacțiunile în punctele de ancorare se calculează considerînd pilonul ca o grindă continuă pe reazeme rigide.

Pentru punctul de ancorare superior se stabilește secțiunea necesară a cablurilor de ancorare, impunînd o anumită valoare pentru diferența $\sigma_1—\sigma_2$. Secțiunea necesară rezultă din ecuațiile (2.31), respectiv (2.35), după cum ancorarea se face cu patru sau trei cabluri la fiecare nivel. În funcție de rezistența admisibilă a materialului, din cabluri, se stabilește și efortul unitar inițial σ_0. Cu aceste date se desenează curbele $\Delta\overline{w}_1$ și $\Delta\overline{w}_2$, așa cum s-a arătat mai înainte, se verifică efortul unitar σ_1, care trebuie să fie mai mic ca rezistența admisibilă și se stabilește din diagramă deplasarea orizontală a punctului de ancorare superior. Dacă σ_1 rezultă mai mare decît rezistența admisibilă, se poate acționa sau prin majorarea secțiunii cablului A, sau prin reducerea efortului unitar inițial σ_0.

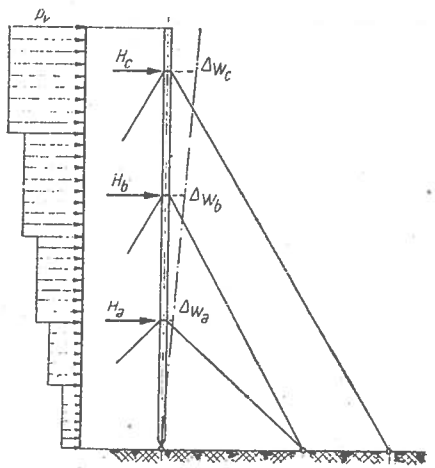


Fig. 91. Pilon ancorat la mai multe nivele.

Pentru punctele de ancorare inferioare, deplasările orizontale se consideră că variază liniar (fig. 91).

Pentru cazul din fig. 91, cunoscînd deplasarea Δw_c, se vor putea deci calcula deplasările Δw_b și Δw_a. Cu aceste valori cunoscute, determinarea efortului unitar inițial, care trebuie introdus în cablurile de la nivelele doi și unu, se face în modul următor:

Pentru diferența dată $\sigma_1—\sigma_2$, se alege secțiunea cablurilor din relațiile (2.31) respectiv (2.35).

Pentru $k=0$ se reprezintă curba $\Delta\overline{w}_1$, iar pe o hîrtie transparentă curba $\Delta\overline{w}_2$. Aceste curbe se suprapun astfel, ca la nivelul Δw_a, respectiv Δw_b, cunoscut, între cele două curbe să măsurăm segmentul $\sigma_1—\sigma_2$ impus. Intersecția celor două curbe ne dă valoarea σ_0 care este efortul unitar inițial căutat, atît că $\sigma_1\leqslant\sigma_a$. Dacă σ_1 rezultă mai mare ca rezistența admisibilă, va trebui modificată secțiunea cablurilor de ancorare. Acest calcul aproximativ se face admițînd două premize simplificatoare:

1. Variația deplasărilor orizontale a punctelor de ancorare se consideră liniară.

2. Mărimea forțelor exterioare în punctele de ancorare se determină considerînd pilonul ca o grindă continuă pe reazeme rigide.

Un al doilea calcul se face ținîndu-se seama de deplasările elastice ale punctelor de ancorare.

Dacă se reprezintă deplasările Δw în funcție de $(\sigma_1—\sigma_2)$, așa cum rezultă din diagrama arătată în fig. 92, se observă o variație liniară în intervalul care ne interesează $(\sigma_1—\sigma_2)=1\div3$ t/cm².

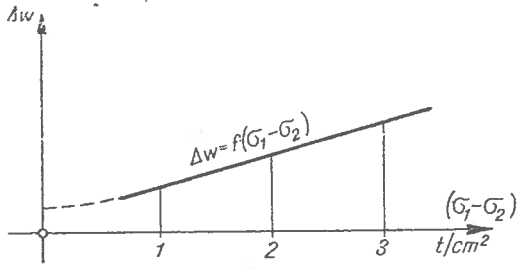


Fig. 92. Diagrama deplasărilor Δw, ca funcțiune de diferența între eforturile unitare.

Se poate deci scrie:

$$\Delta w=f(\sigma_1—\sigma_2)=a(\sigma_1—\sigma_2)+b, \tag{2.46}$$

unde a reprezintă panta dreptei iar b segmentul tăiat pe axa Δw. Avînd în vedere relațiile (2.31) respectiv (2.35), se poate exprima deplasarea nivelului r, de exemplu, ca funcție de reacțiunea H_r a grinzii continue în nodul r:

$$\Delta w_r=a_r\cdot H_r+b_r. \tag{2.47}$$

Considerînd pilonul ca o grindă continuă pe reazeme elastice, se va putea calcula mărimea reacțiunilor H și din acestea, pentru valoarea $(\sigma_1—\sigma_2)$ corespunzătoare, vor rezulta eforturile unitare σ_1 și σ_2 din cablurile de ancorare.

Calculul sistemului se face cu metodele obișnuite. Considerînd că pilonul are momentul de inerție constant pe porțiunea dintre două ancoraje (fig. 93), pentru fiecare punct de ancorare se va putea scrie cîte o relație de forma:

$$M_{r-1}\cdot l'_r+2M_r(l'_r+l'_{r+1})+M_{r+1}\cdot l'_{r+1}=Z_r. \tag{2.48}$$

unde:

$$l'_{r-1}=l_{r-1}\frac{I_c}{I_{r-1}};\quad l'_r=l_r\frac{I_c}{I_r};\quad l'_{r+1}=l_{r+1}\frac{I_c}{I_{r+1}}$$

și

$$Z_r=-6\frac{A_{f(r-1)}}{l_r}\cdot\frac{I_c}{I_r}-6\frac{B_{f(r+1)}}{l_{r+1}}\cdot\frac{I_c}{I_{r+1}}-6EI_c\delta_r\frac{l_r+l_{r+1}}{l_r\cdot l_{r+1}}\cdot$$

În aceste relații:

I_r, I_{r+1} sînt momentele de inerție ale porțiunilor de pilon între două ancoraje. Aceste momente de inerție sînt:

— pentru piloni cu secțiune pătrată:

$$I_r = A_r \cdot a^2,$$

unde A_r este suprafața unei tălpi în deschiderea r și „a" latura pătratului;

— pentru piloni cu secțiunea triunghiulară:

$$I_r = \frac{A_r \cdot a^2}{2},$$

unde „a" este latura triunghiului;

I_c este un moment de inerție constant, care în particular poate fi unul din momentele de inerție I_{r+1};

$\frac{A_{f\,(r-1)}}{I_r}$ și $\frac{B_{f\,(r+1)}}{I_{r+1}}$ reprezintă reacțiunile fictive din stînga și din dreapta articulației r, ale grinzii simplu rezemate l_r și l_{r+1}, calculate din încărcarea fictivă cu diagrama de momente, obținută din încărcarea exterioară;

δ_r este deplasarea relativă a reazemului central r față de linia reazemelor vecine (fig. 93).

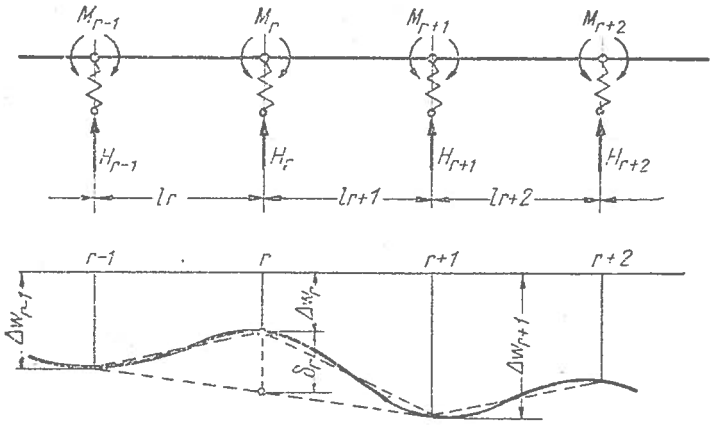


Fig. 93. Sistemul de rezemare elastică al pilonului.

Din fig. 93 rezultă:

$$\frac{\Delta w_r + \delta_r - \Delta w_{r-1}}{l_r} = \frac{\Delta w_{r+1} - (\delta_r + \Delta w_r)}{l_{r+1}};$$

de unde:

$$\delta_r \cdot \frac{l_r + l_{r+1}}{l_r \cdot l_{r+1}} = \frac{\Delta w_{r-1} - \Delta w_r}{l_r} - \frac{\Delta w_r - \Delta w_{r+1}}{l_{r+1}}. \qquad (2.49)$$

Reacțiunea grinzii continue se calculează din formula:

$$H_r = H_r^0 + \frac{M_{r-1} - M_r}{l_r} + \frac{M_{r+1} - M_r}{l_{r+1}}; \qquad (2.50)$$

unde H_r reprezintă suma reacțiunilor din reazemul r a celor două grinzi simplu rezemate, din încărcarea exterioară.

Introducînd în ecuația (2.49) relația:

$$\Delta w_r = a_r \cdot H_r + b_r,$$

și exprimînd pe H_r prin expresia (2.50), în locul ecuației (2.48) se obține o nouă ecuație, cunoscută sub numele de ecuația celor cinci momente:

$$M_{r-2} \cdot \alpha_{r-1} + M_{r-1} \cdot \beta_r + M_r \gamma_r + M_{r+1} \cdot \beta_{r+1} + M_{r+2} \cdot \alpha_{r+1} = Z_r' \qquad (2.51)$$

unde:

$$\alpha_r = \frac{6EI_c \cdot a_r}{l_r \cdot l_{r+1}}; \quad \beta_r = l_r' - \frac{6EI_c}{l_r^2}\left(a_{r-1}\frac{l_{r-1}+l_r}{l_{r-1}} + a_r \frac{l_r + l_{r+1}}{l_{r+1}}\right);$$

$$\gamma_r = 2(l_r' + l_{r+1}') + 6EI_c\left[\frac{a_{r-1}}{l_r^2} + \frac{a_r (l_r + l_{r+1})^2}{l_r^2 \cdot l_{r+1}^2} + \frac{a_{r+1}}{l_{r+1}^2}\right];$$

$$Z_r' = -6\left[\frac{A_{f\,(r-1)}}{l_r}\frac{I_c}{I_r} + \frac{B_{f\,(r+1)}}{l_{r+1}}\frac{I_c}{I_{r+1}}\right] - 6EI_c\left[\frac{b_{r-1}}{l_r} - \frac{b_r (l_r + l_{r+1})}{l_r \cdot l_{r+1}} + \right.$$

$$\left. + \frac{b_{r+1}}{l_{r+1}}\right] - 6EI_c\left[\frac{a_{r-1} \cdot H_{r-1}^0}{l_r} - \frac{a_r \cdot H_r^0 (l_r + l_{r+1})}{l_r \cdot l_{r+1}} + \frac{a_{r+1} \cdot H_{r+1}^0}{l_{r+1}}\right].$$

Numărul ecuațiilor de forma (2.51), care se pot scrie este egal cu numărul reazemelor intermediare, adică suficient pentru determinarea tuturor necunoscutelor. După aflarea momentelor prin rezolvarea sistemului de ecuații, se pot calcula reacțiunile în punctele de ancorare a pilonului cu formula (2.50). Cu aceste reacțiuni corectate, față de primul calcul, se stabilesc din nou eforturile unitare din cablurile de ancorare.

La calculul pilonilor triunghiulari, ancorați la mai multe nivele, în cazul alternativei 3, (direcția vîntului este paralelă cu unul din pereți), problema este mai complicată. Așa cum s-a spus mai înainte, deoarece deplasările spațiale nu se vor produce după direcția încărcării, înseamnă că reacțiunile în punctele de susținere de asemenea nu vor coincide cu această direcție. Reacțiunile ca de altfel și deplasările pot fi înlocuite prin componentele lor după cele două axe x și y.

Ca în cazul precedent, se presupune o variație liniară a componentelor deplasării, în funcție de componentele reacțiunii. Pentru nodul r rezultă:

$$H_r = \sqrt{H_{rx}^2 + H_{ry}^2}; \qquad (2.52)$$

$$\Delta w_r = \sqrt{\Delta w_{rx}^2 + \Delta w_{ry}^2}; \qquad (2.53)$$

$$\Delta w_{r,x} = b_{r,x} + a_{r,x,x} \cdot H_{rx} + a_{r,xy} \cdot H_{ry}; \qquad (2.54)$$

$$\Delta w_{r,y} = b_{r,y} + a_{r,y,x} \cdot H_{rx} + a_{r,y,y} \cdot H_{ry}. \qquad (2.55)$$

Componentele reacțiunii, ca și în cazul monoaxial, vor putea fi exprimate în funcție de momentele de reazeme și de reacțiunile sistemului, făcut static determinat.

$$H_{rx}=H^0_{rx}+\frac{M_{(r-1)\,x}-M_{r\cdot x}}{l_r}+\frac{M_{(r+1)\,x}-M_{rx}}{l_{r+1}}; \tag{2.56}$$

$$H_{ry}=H^0_{ry}+\frac{M_{(r-1)\,y}-M_{ry}}{l_r}+\frac{M_{(r+1)\,y}-M_{ry}}{l_{r+1}}. \tag{2.57}$$

Introducînd aceste relații în ecuațiile (2.54) și (2.55), ca și în cazul monoaxial, se poate exprima tasarea relativă δ_{rx} și δ_{ry}, în funcție de momentele de pe reazeme. Pentru fiecare nod intermediar și pentru fiecare axă se obține cîte o ecuație de condiție.

1. Pentru axa x:

$$M_{(r-2)\,x}\cdot\alpha_{(r-1)\,xx}+M_{(r-1)\,x}\cdot\beta_{rx\cdot x}+M_{rx}\cdot\gamma_{rxx}+M_{(r+1)\,x}\cdot\beta_{(r+1)\,xx}+$$
$$+M_{(r+2)\,x}\cdot\alpha_{(r+1)\,xx}+M_{(r-2)\,y}\cdot\alpha_{(r-1)\,xy}+M_{(r-1)\,y}\cdot\beta_{rxy}+M_{ry}\cdot\gamma_{rxy}+$$
$$+M_{(r+1)\,y}\cdot\beta_{(r+1)\,xy}+M_{(r+2)\,y}\cdot\alpha_{(r+1)\,xy}=Z_{rx}. \tag{2.58}$$

2. Pentru axa y:

$$M_{(r-2)\,x}\cdot\alpha_{(r-1)\,yx}+M_{(r-1)\,x}\cdot\beta_{rxy}+M_{rx}\cdot\gamma_{r\,yx}+M_{(r+1)\,x}\cdot\beta_{(r+1)\,yx}+$$
$$+M_{(r+2)\,x}\cdot\alpha_{(r+1)\,yx}+M_{(r-2)\,y}\cdot\alpha_{(r-1)\,yy}+M_{(r-1)\,y}\cdot\beta_{ryy}+M_{ry}\cdot\gamma_{ryy}+$$
$$+M_{(r+1)\,y}\cdot\beta_{(r+1)\,yy}+M_{(r+2)\,y}\cdot\alpha_{(r+1)\,yy}=Z_{ry}. \tag{2.59}$$

Coeficienții α, β și γ au expresii asemănătoare cu cele stabilite pentru cazul monoaxial. De exemplu:

$$\alpha_{rxx}=\frac{6EI_c\cdot a_{rxx}}{l_r\cdot l_{r+1}};\quad \alpha_{rxy}=\frac{6EI_c\cdot a_{rxy}}{l_r\cdot l_{r+1}};$$

$$\beta_{rxx}=l'_r-\frac{6EI_c}{l_r^2}\left[a_{(r-1)\,xx}\cdot\frac{l_{r-1}+l_r}{l_{r-1}}+a_{rxx}\cdot\frac{l_r+l_{r+1}}{l_r}\right];$$

$$\gamma_{rxx}=2(l'_r+l'_{r+1})+6EI_c\left[\frac{a_{(r-1)\,xx}}{l_r^2}+\frac{a_{rxx}(l_r+l_{r+1})^2}{l_r^2\cdot l_{r+1}^2}+\frac{a_{(r+1)\,xx}}{l_{r+1}^2}\right];$$

iar termenul încărcării Z_{rx}:

$$Z_{rx}=-6\left[\frac{A_{f\,(r-1)}}{l_r}\cdot\frac{I_c}{I_r}+\frac{B_{f\,(r+1)}}{l_{r+1}}\cdot\frac{I_c}{I_{r+1}}\right]-6EI_c\left[\frac{b_{(r-1)\,x}}{l_r}-\frac{b_{rx}(l_r+l_{r+1})}{l_r\cdot l_{r+1}}+\right.$$
$$\left.+\frac{b_{(r+1)\cdot x}}{l_{r+1}}\right]-6EI_c\left[\frac{a_{(r-1)\,xx}\cdot H^0_{(r-1)\,x}}{l_r}-\right.$$
$$-\frac{a_{rxx}\cdot H^0_{rx}(l_r+l_{r+1})}{l_r\cdot l_{r+1}}+\left.\frac{a_{(r+1)\,xx}\cdot H^0_{(r+1)\,x}}{l_{r+1}}\right]-6\,EI_c\left[\frac{a_{(r-1)\,xy}\cdot H^0_{(r-1)\,y}}{l_r}-\right.$$
$$\left.-\frac{a_{rxy}\cdot H^0_{ry}(l_r+l_{r+1})}{l_r\cdot l_{r+1}}+\frac{a_{(r+1)\,xy}\cdot H^0_{(r+1)\,y}}{l_{r+1}}\right].$$

O expresie asemănătoare se obține și pentru Z_{ry} prin schimbarea indicilor.

Se obține așadar un sistem de $2n$ ecuații, n fiind numărul reazemelor intermediare, suficient pentru determinarea celor $2n$ necunoscute (momente pe reazem).

Ca și în cazul precedent, după aflarea momentelor, prin rezolvarea sistemului de $2n$ ecuații se calculează din relațiile (2.56) și (2.57) componentele reacțiunilor în fiecare punct de ancorare. Influența componentei după axa x (dacă încărcarea se presupune că acționează după direcția axei y), apare evidentă din ecuația (2.38). Se poate calcula acum efortul unitar σ_{rx} care fixează pe segmentul a—b (a cărui lungime este egală cu diferența $\sigma_1-\sigma_2$) poziția axei verticale. Pe această axă se măsoară componenta deplasării Δw_3 și reprezentînd construcția grafică descrisă pentru cazul monoaxial, se pot stabili eforturile unitare σ_1 și σ_2.

Exemplu numeric II.1. *Pilon cu secțiune pătrată, ancorat la un singur nivel.* Dimensiunile rezultă din fig. 94.

Alternativa 1: *vînt normal pe un perete.* Apreciind secțiunile barelor și avînd în vedere variația presiunii vîntului pe înălțimea pilonului, se calculează forța concentrată la nivelul ancorajului, ca reacțiune a grinzii simplu rezemate. Se obține:

$$H=40{,}0\ \text{t}.$$

Rezistența admisibilă în cablu se stabilește în funcție de rezistența la rupere a materialului:

$$\sigma_a=\frac{\sigma_r}{c}=\frac{160}{3}\approx 53\ \text{kg/mm}^2=5{,}3\ \text{t/cm}^2,$$

Impunînd $\sigma_1-\sigma_2=3$ t/cm², din relația (2.31) rezultă:

$$A_{nec}=\frac{40{,}0}{3\sqrt{2}\times 0{,}707}=13{,}35\ \text{cm}^2.$$

Se alege un cablu zincat 60—6×37—160—z/z STAS 1355-50 cu secțiunea $A_{cab}=13{,}67$ cm². Efortul inițial în cabluri se ia 20 t. Rezultă:

$$\sigma_0=\frac{20{,}0}{13{,}67}=1{,}465\ \text{t/cm}^2.$$

Pentru calculul greutății raportate γ_0 avem:

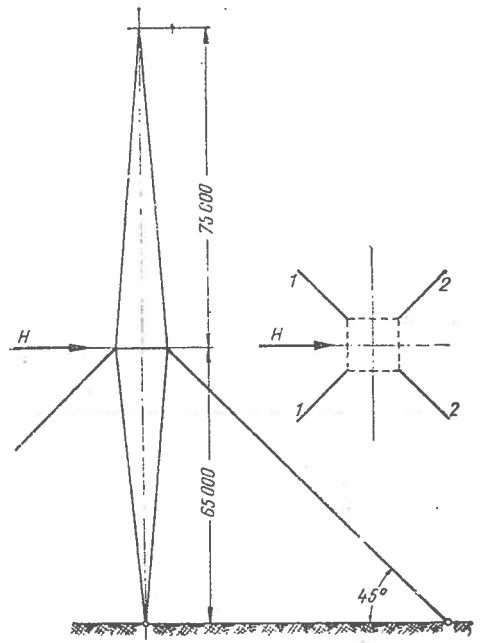


Fig. 94. Pilon ancorat la un singur nivel. Sistemul geometric.

— greutatea cablului	~ 12.3 kg/m
— greutatea izolatorilor	~ 12,7 kg/m
Total	25 kg/m

$$\gamma_0=\frac{25{,}0}{13{,}67\times 100}=0{,}018\,3\ \text{kg/cm}^3=0{,}0000183\ \text{t/cm}^3;$$

$$s=\frac{6\,500}{0{,}707}=9\,200\ \text{cm};\quad E=1\,800\ \text{t/cm}^2.$$

Din relația (2.28) și (2.22), se calculează expresia deplasării $\Delta\overline{w}_1$ mai întîi $k=0$.

$$\Delta\overline{w}_1=\sqrt{2}\,\Delta w=-\sqrt{2}\,\frac{0{,}707\times0{,}0000183^2\times9\,200^3}{24}\,\frac{1}{\sigma_1^2}+2\,\frac{9\,200}{1\,800\times0{,}707}\,\sigma_1:$$

$$\Delta\overline{w}_1=-10{,}85\cdot\frac{1}{\sigma_1^2}+10{,}22\,\sigma_1.$$

Pentru diferite valori σ_1, rezultă valorile Δw_1:

σ_1	0,4	0,6	0,8	1,0	1,2	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0
$\Delta_{\overline{w}_1}$	−63,8	−24,1	−8,7	−0,6	4,7	10,5	17,7	23,9	29,4	34,9	40,2

În fig. 95, *a* este reprezentată curba $\Delta\overline{w}_1$, precum și curba $\Delta\overline{w}_2$ care este oglindită față de noua axă σ, a cărei poziție este determinată prin valoarea cunoscută $\sigma_0=1{,}465$ t/cm².

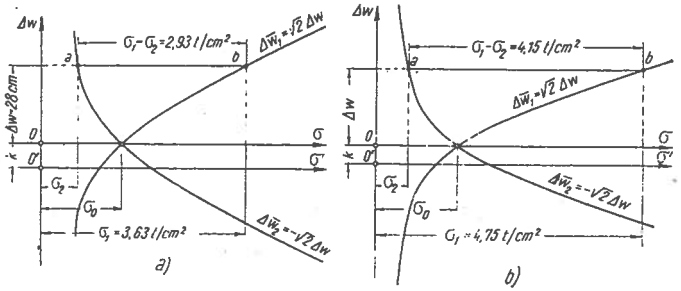


Fig. 95. Diagrama eforturilor unitare în cabluri:
a — vînt normal pe un perete; *b* — vînt pe colț.

Lungimea segmentului *a*—*b* care trebuie măsurat între cele două curbe $\Delta\overline{w}$ va fi egal cu (v. relația 2.31):

$$\sigma_1-\sigma_2=\frac{40{,}00}{\sqrt{2}\times13{,}67\times0{,}707}=2{,}93\ \text{t/cm}^2.$$

Cu această valoare, din figura 95, *a* rezultă:

$\sigma_1=3{,}63$ t/cm² $<\sigma_a=5{,}3$ t/cm²:

$\sigma_2=0{,}70$ t/cm².

Alternativa 2: *vînt pe colț*. Forța orizontală H rămîne aceeași, deoarece suprafața bătută de vînt crește la:

$$A_f=2A_1\cdot\cos\varphi=1{,}414\,A_1,$$

în schimb presiunea vîntului se reduce prin înmulțirea cu $\sin\varphi$, β fiind unghiul sub care vîntul atacă peretele.

Vom avea:

$$\Delta\overline{w}_1=\Delta w=-\frac{0{,}707\times0{,}000\,018\,3^2\times9\,200^3}{24}\,\frac{1}{\sigma_1^2}+\frac{9\,200}{1\,800\times0{,}707}\,\sigma_1;$$

$$\Delta\overline{w}_1=-7{,}67\,\frac{1}{\sigma_1^2}+7{,}23\,\sigma_1.$$

Reprezentînd în fig. 95, *b* curbele $\Delta\overline{w}_1$ și $\Delta\overline{w}_2$:

σ_1	0,4	0,6	0,8	1,0	1,2	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0
$\Delta_{\overline{w}_1}$	−45,1	−17,1	−6,2	−0,4	3,4	7,4	12,5	16,9	20,8	24,7	28,5	32,2	35,8

și măsurînd în diagramă lungimea segmentului *a*—*b* egală cu:

$$\sigma_1-\sigma_2=\frac{40}{13{,}67\times0{,}707}=4{,}15\ \text{t/cm}^2,$$

se obțin eforturile unitare:

$$\sigma_1=4{,}75\ \text{t/cm}^2<\sigma_a=5{,}3\ \text{t/cm}^2;$$

$$\sigma_2=0{,}60\ \text{t/cm}^2.$$

Exemplu numeric II.2. *Pilon cu secțiune triunghiulară ancorat la două nivele.* Dimensiunile rezultă din fig. 96.

Suprafața unei fețe bătută de vînt A_p, constantă pe toată înălțimea pilonului, este apreciată la 0.6 m²/m.

Pentru cele trei alternative privind direcția vîntului sînt date mai jos presiunile din vînt, în funcție de presiunea dinamică de bază g_v.

Suprafețele bătute de vînt vor fi:

Alternativa 1

$$A=A_p(1+0{,}5\times2\times\sin30^0)=1{,}5\ A_p=0{,}9\ \text{m}^2/\text{m}$$

Alternativa 2

$$A=A_p\,(2\times\sin30^0+0{,}5\times1)=1{,}5\ A_p=0{,}9\ \text{m}^2/\text{m}$$

Alternativa 3

$$A=A_p\cos30^0\,(1+0{,}5)=1{,}3\ A_p=0{,}78\ \text{m}^2/\text{m}.$$

Coeficientul k, notat cu k_1 în tabela 1 din STAS 2867-51, se ia egal cu 1,5 pentru $h/b>50$.

Coeficientul c notat cu k_2 în tabela 2 din STAS 2867-51, rezultă:

Pentru $T_0=0{,}01\times200=2$ s; $k_2=1{,}3$.

Cu aceste valori, presiunea vîntului (din relația 2.11) în cele trei alternative și pentru diferitele tronsoane, conform STAS 946-50, considerînd construcția în regiunea I, va fi:

$$p_v=1{,}5\times1{,}3\times g_v\times A=1{,}95\ g_v\cdot A$$

Se presupune mai întîi pilonul ca o grindă continuă pe trei reazeme rigide cu moment de inerție constant și se calculează reacțiunile în punctele de ancorare pentru alternativa 1. Mărimea reacțiunilor în cazul alternativei 3 se obține direct din reacțiunile calculate pentru alternativa 1, prin înmulțirea cu raportul $\frac{0{,}78}{0{,}90}=0{,}87$.

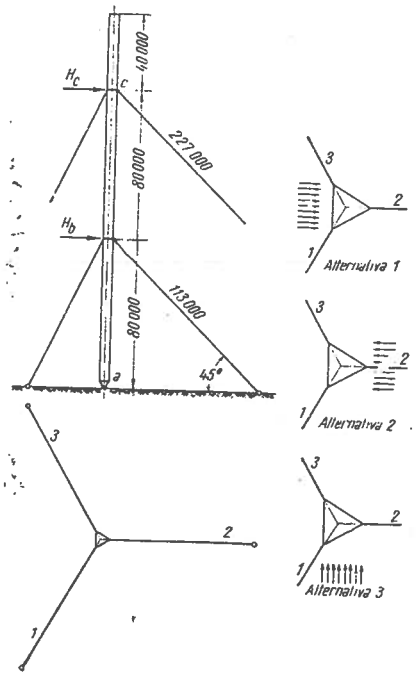


Fig. 96. Pilon ancorat la mai multe nivele. Sistemul geometric.

Tronson (m)	g_v (t/m²)	Alternativele 1 și 2 $p_v=1{,}95\times0{,}9\times g_v$ (t/m)	Alternativa 3 $p_v=1{,}95\times0{,}78\times g_v$ (t/m)
0— 20	0,060	0,105	0,091
20— 40	0,065	0,114	0,099
40— 60	0,075	0,132	0,114
60— 80	0,085	0,149	0,129
80—100	0,095	0,167	0,144
100—200	0,100	0,175	0,152

Vom avea:

$$M_c l_2+2M_b(l_1+l_2)=Z_b \qquad (2.60)$$

și

$$M_c=-\frac{0{,}175\times40{,}0^2}{2}=-140{,}0\text{ tm.}$$

Diagrama momentelor din încărcarea exterioară în cele două deschideri, devenite simplu rezemate prin introducerea articulațiilor în nodurile b și c, este arătată în fig. 97.

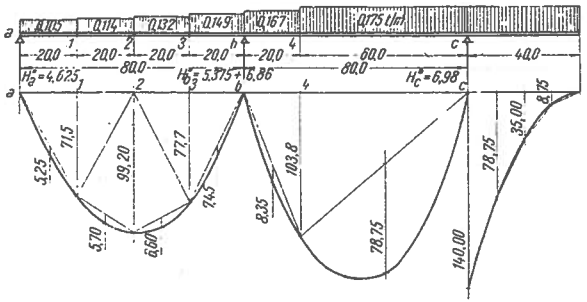


Fig. 97. Presiunea vîntului și diagrama de momente în sistemul static oeterminat.

Momentul de inerție fiind constant, termenul Z_b se calculează din relația:

$$Z_0=-6\left(\frac{A_{fa}}{l_1}+\frac{B_{fc}}{l_2}\right).$$

Avînd în vedere fig. 97, momentele statice A_{fa} și B_{fb}, ale suprafețelor de momente vor fi:

$$A_{fa}=\frac{71{,}5\times40}{2}20+\frac{99{,}20\times40}{2}40+\frac{77{,}7\times40}{2}60+\frac{2}{3}20\,(5{,}25\times10+$$

$$+5{,}70\times30+6{,}60\times50+7{,}45\times70)=215\,530;$$

$$B_{fc}=\frac{103{,}8\times60}{2}40+\frac{103{,}8\times20}{2}66{,}66+\frac{2}{3}78{,}75\times60\times30+\frac{2}{3}\times8{,}35\times20\times70=296\,046.$$

$$Z_b=-6\cdot\frac{215\,530+296\,046}{80}=-38\,368\text{ tm}^2.$$

Din ecuația (2.60) rezultă:

$$M_b=\frac{-38\,368+140\times80}{320}=-\frac{27\,168}{320}=-84{,}90\text{ tm.}$$

Reacțiunile grinzii continue pentru alternativele 1 și 2, cu formula (2.50), dau:

$$H_a=4{,}62-\frac{84{,}9}{80}=3{,}56\text{ t;}$$

$$H_b=5{,}375+6{,}86+2\frac{84{,}9}{80}-\frac{140}{80}=12{,}60\text{ t;}$$

$$H_c=6{,}98-\frac{84{,}9}{80}+\frac{140}{80}+0{,}175\times40=14{,}67\text{ t.}$$

Pentru alternativa 3, reacțiunile se obțin din reacțiunile alternativei 1 înmulțite cu 0.87. Vom avea:

$$H_a=3{,}51\times0{,}87=3{,}10\text{ t;}$$
$$H_b=12{,}60\times0{,}87=10{,}96\text{ t;}$$
$$H_c=14{,}67\times0{,}87=12{,}76\text{ t}$$

Alternativele 1 și 2 din încărcare cu vînt.

a) Ancorajele de la nivelul superior c. Se alege un cablu de oțel cu limita de rupere de 120 kg/mm². Rezistența admisibilă va fi deci 4 t/cm². Secțiunea necesară rezultă din relația (2.35). Introducem pentru $\sigma_1-\sigma_2=3$ t/cm².

Avem:

$$A_{nec}=\frac{14{,}67}{3\times0{,}707}=6{,}9\text{ cm}^2.$$

Se ia un cablu zincat 43,5—6×19—120—Z/s STAS 1354-50 cu secțiunea de 7,02 cm²

— greutatea cablului	~6,30 kg/m
— greutatea izolatorilor	~8,70 kg/m
	15,00 kg/m

$$\gamma_0=\frac{15\,00}{7{,}02\times100}=0{,}0214\text{ kg/cm}^3=0{,}000021\,4\text{ t/cm}^3.$$

Pentru $k=0$ ecuația deplasării $\Delta\overline{w}_1$ rezultă:

$$\Delta\overline{w}_1=2\Delta w=-2\frac{0{,}0000214^2\times22\,700^3\times0{,}707}{24}\frac{1}{\sigma_1^2}+2\frac{22\,700}{1\,800\times0{,}707}\sigma_1$$

$$\Delta\overline{w}_1=-315{,}60\frac{1}{\sigma_1^2}+35{,}7\,\sigma_1.$$

Cu această relație construim diagrama $\sigma-\Delta w_1$.

σ_1	0,6	0,8	1,0	1,2	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0
$\Delta\overline{w}_1$	− 855,3	− 464,5	− 279,9	− 176,3	− 86,7	− 7,5	+ 38,8	+ 72,0	+ 99,2	+ 123,1	+ 145,0	+ 165,9

Considerînd în cabluri un efort inițial de întindere de 10 t avem:

$$\sigma_0 = \frac{10{,}0}{7{,}02} = 1{,}43 \text{ t/cm}^2.$$

Această valoare σ_0 determină poziția axei definitive σ știind că cele două curbe $\Delta\overline{w}_1$ și $\Delta\overline{w}_2$ trebuie să se intretaie pe axa σ. Așa cum rezultă din relațiile (2.19) și (2.20) pentru $\sigma_1 = \sigma_0$ și $\sigma_2 = \sigma_0$, $\Delta w_1 = \Delta w_2 = 0$.

Deci nu mai este necesară valoarea termenului constant k, care rezultă din relația (2.21). pentru poziția axei σ.

In diagramă se desenează curba $\Delta\overline{w}_2$, astfel ca:

$$\Delta\overline{w}_2 = -\frac{1}{2}\,\Delta\overline{w}_1.$$

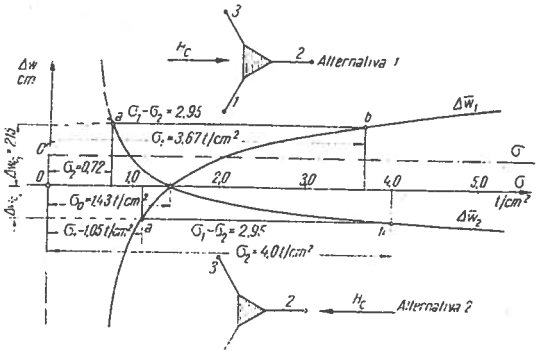


Fig. 98. Diagrama eforturilor unitare în cabluri. Vînt normal pe un perete și pe colț, ancorajul superior.

Măsurînd între cele două curbe segmentul a—b, a cărui lungime este

$$\sigma_1 - \sigma_2 = \frac{14{,}67}{7{,}02 \times 0{,}707} = 2.95 \text{ t/cm}_2;$$

se obține:

$$\sigma_1 = 3{,}67 \text{ t/cm}^2 < \sigma_a;$$
$$\sigma_2 = 0{,}72 \text{ t/cm}^2.$$
$$\Delta w_c = 215 \text{ cm}.$$

Pentru alternativa 2, măsurăm același segment a—b, reacțiunea H_c fiind aceeași, însă în cadranul inferior al diagramei. Se obține:

$$\sigma_2 = 4{,}0 \text{ t/cm}^2 = \sigma_a;$$
$$\sigma_1 = 1{,}05 \text{ t/cm}^2.$$

b) Ancorajul la nivelul intermediar b. Secțiunea necesară rezultă într-o primă aproximație

$$A_{nec} = \frac{12.60}{3 \times 0{,}707} = 5{,}94 \text{ cm}^2.$$

Se alege un cablu cu Φ 40 mm, cu o secțiune de 6,05 cm²

— greutatea cablului	5,4 kg/m
— greutatea izolatorilor	8,6 kg/m
Total	14,0 kg/m.

$$\gamma_0 = \frac{14{,}0}{6{,}05 \times 100} = 0{,}0232 \text{ kg/cm}^3 = 0{,}0000232 \text{ t/cm}^3.$$

Pentru $k=0$, ecuația deplasării $\Delta\overline{w}_1$ va fi:

$$\Delta\overline{w}_1 = 2\Delta w = -2\,\frac{0{,}0000232^2 \times 11\,300^3 \times 0{,}707}{24} \cdot \frac{1}{\sigma_1^2} + 2\,\frac{11\,300}{1\,800 \times 0.707}\,\sigma_1.$$

$$\Delta\overline{w}_1 = -45{,}76\,\frac{1}{\sigma_1^2} + 17{,}76\,\sigma_1.$$

Se construiește diagrama $\sigma - \Delta\overline{w}_1$ și pe o hîrtie transparentă se desenează curba $\Delta\overline{w}_2$ ale cărei ordonate rezultă din relația:

$$\Delta\overline{w}_2 = -\frac{1}{2}\,\Delta\overline{w}_1.$$

Admițînd o variație liniară a deplasărilor punctelor de ancorare, deplasarea punctului b va fi:

$$\Delta w_b = \frac{1}{2}\,\Delta w_c = \frac{215}{2} = 107 \text{ cm}.$$

Curba $\Delta\overline{w}_2$ va trebui deplasată pe verticală astfel, ca la nivelul $\Delta w = 107$ cm să se măsoare între cele două curbe segmentul a—b, a cărui lungime este

$$\sigma_1 - \sigma_2 = \frac{12{,}60}{6{,}05 \times 0{,}707} = 2.95 \text{ t/cm}^2.$$

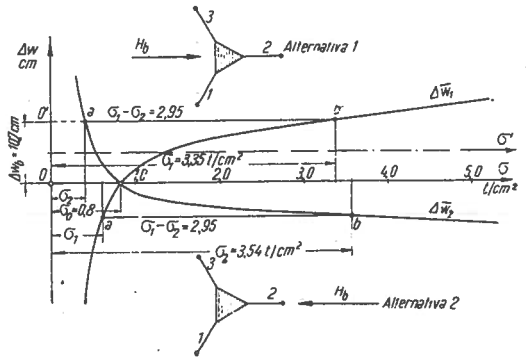


Fig. 99. Diagrama eforturilor unitare în cabluri. Vînt normal pe ur. perete și pe colț, ancorajul inferior.

Punctul de intersecție a celor două curbe față de care se măsoară deplasarea $\Delta w = 107$ cm, determină mărimea efortului unitar inițial σ_0, iar extremitățile segmentului a—b determină eforturile unitare σ_1 și σ_2.

Din diagramă se obține:

$$\sigma_2 = 0{,}8 \text{ t/cm}^2:$$
$$\sigma_1 = 3{,}35 \text{ t/cm}^2 < \sigma_a;$$
$$\sigma_2 = 0{,}4 \text{ t/cm}^2.$$

In cazul alternativei 2, tot din aceeași diagramă măsurînd însă segmentul a—b în cadranul inferior, se obține:

$$\sigma_1 = 0{,}60 \text{ t/cm}^2;$$
$$\sigma_2 = 3{,}54 \text{ t/cm}^2 < \sigma_a.$$

Alternativa 3 de încărcare cu vînt.

Ancorajul superior. Din relația (2.44) rezultă că ecuațiile curbelor $\Delta\overline{w}_1$ și $\Delta\overline{w}_3$ sînt identice cu Δw, iar din relația (2.45) rezultă că ordonatele curbei $\Delta\overline{w}_2$ au valori duble decît cele ale curbei Δw și sînt luate cu semn schimbat.

În fig. 100 este desenată diagrama $\sigma - \Delta w$.

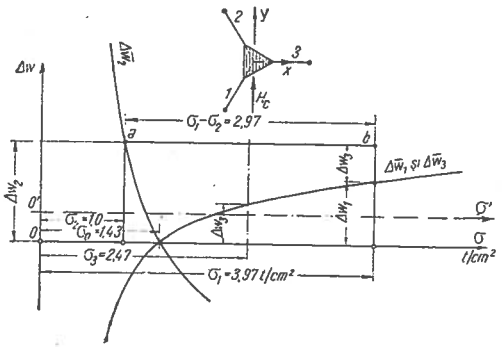


Fig. 100. Diagrama eforturilor unitare în cabluri. Vînt paralel cu un perete, ancorajul superior.

Lungimea segmentului a—b rezultă din: (2.38)

$$\sigma_1 - \sigma_2 = \frac{2 \times 12{,}76}{1{,}732 \times 7{,}02 \times 0{,}707} = 2{,}97 \text{ t/cm}^2.$$

Neglijînd componenta reacțiunii după direcția axei x, eforturile unitare în cele trei cabluri de ancorare se obțin direct din diagramă:

$$\sigma_1 = 3{,}97 \text{ t/cm}^2 < c_a;$$
$$\sigma_2 = 1{,}00 \text{ t/cm}^2;$$
$$\sigma_3 = 2{,}47 \text{ t/cm}^2.$$

Un calcul asemănător se face și pentru ancorajele de la nivelul inferior b.

Pilonul considerat o grindă continuă pe reazeme elastice. Calculul mai exact, la care se ține seama de tasările elastice ale reazemelor, este arătat în cele ce urmează pentru alternativa 1 de încărcare cu vînt.

Deplasarea spațială se va produce în acest caz după direcția încărcării, deoarece încărcarea acționează după o axă de simetrie a sistemului. În consecință și reacțiunile din punctele de susținere se vor afla în planul încărcării.

Cu ajutorul fig. 98 și 99 este reprezentată în fig. 101 deplasarea Δw ca funcțiune de $(\sigma_1 - \sigma_2)$.

În domeniul care ne interesează, variația fiind liniară, avînd în vedere fig. 101 vom putea scrie ecuațiile acestor drepte:

$$\left.\begin{aligned} \Delta w_c &= \frac{115}{2{,}95-1{,}10}(\sigma_1-\sigma_2)+32 = 62(\sigma_1-\sigma_2)+32; \\ \Delta w_b &= \frac{57}{2{,}95-0{,}80}(\sigma_1-\sigma_2)+29 = 26{,}5(\sigma_1-\sigma_2)+29; \end{aligned}\right\} \quad (2.61)$$

sau înlocuind $(\sigma_1 - \sigma_2)$ prin reacțiunile H_c respectiv H_b și anume din relațiile:

$$\sigma_1 - \sigma_2 = \frac{H}{A_{cab} \cdot 0{,}707}$$

se obțin cele două deplasări, exprimate ca funcțiuni de reacțiunile H:

$$\left.\begin{aligned} \Delta w_c &= a_c \cdot H_c + b_c = 12{,}49 \cdot H_c + 32; \\ \Delta w_b &= a_b \cdot H_b + b_b = 6{,}20 \cdot H_b + 29. \end{aligned}\right\} \quad (2.62)$$

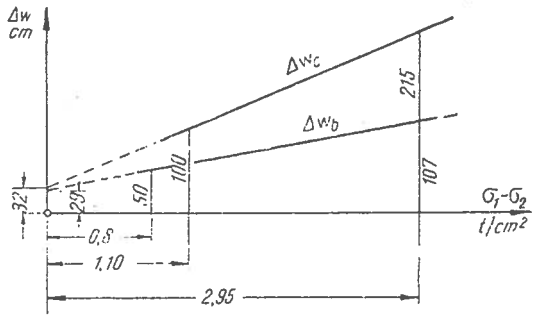


Fig. 101. Diagrama deplasărilor Δw ca funcțiuni de $\sigma_1 - \sigma_2$.

Pilonul se consideră ca o grindă continuă pe reazeme elastice. Ca sistem principal, static determinat, se alege sistemul din fig. 102.

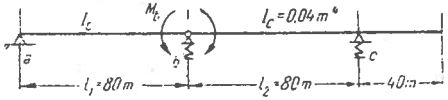


Fig. 102. Calculul reacțiunilor în sistemul static nedeterminat.

Cu datele trecute în fig. 97 avem:

$$H_a^0 = 4{,}62 \text{ t};$$

$$H_b^0 = 5{,}37 + 6{,}86 - \frac{140}{80} = 10{,}48 \text{ t};$$

$$H_c^0 = 6{,}98 + 0{,}175 \times 40\,\frac{100}{80} = 15{,}73 \text{ t}.$$

Ecuația din care se calculează mărimea static nedeterminată M_b este:

$$M_b \cdot \gamma_b = Z_b'$$

unde:

$$\gamma_b = 2(l_1+l_2) + 6E \cdot J_c\left[\frac{a_b(l_1+l_2)^2}{l_1^2 \cdot l_2^2} + \frac{a_c}{l_2^2}\right]$$

și

$$Z_b' = -M_c \cdot l_2 - 6\left(\frac{A_{fa}}{l_1} + \frac{B_{fc}}{l_2}\right) - 6E \cdot J_c\left[-\frac{b_b(l_1+l_2)}{l_1 \cdot l_2} + \frac{b_c}{l_2}\right] -$$
$$-6E \cdot J_c\left[-\frac{a_b \cdot H_b^0(l_1+l_2)}{l_1 \cdot l_2} + \frac{a_c \cdot H_c^0}{l_2}\right].$$

Introducînd în relaţiile de mai sus toate mărimile, în tone şi metri, avem:

$$\gamma_b = 2\,(80+80) + 6\times 2{,}1\times 10^7\times 0{,}04\left[\frac{0{,}062\times 4}{80^2} + \frac{0{,}1249}{80^2}\right] = 320 + 293{,}6 = 613{,}6;$$

$$Z_b' = +140\times 80 - 38\,368 - \frac{6\times 2{,}1\times 10^7\times 0{,}04}{80}\,(-0{,}29\times 2 + 0{,}32 - 0{,}062\times$$

$$\times 10{,}48\times 2 + 0{,}1\,249\times 15{,}73) =$$

$$Z_b' = 11\,200 - 38\,368 - 25\,528 = -52\,696 \text{ tm}^2.$$

Introducînd în ecuaţia (2.63) se obţine:

$$M_b = -\frac{52\,696}{613{,}6} = -85{,}89 \text{ tm}.$$

Reacţiunile în punctele de susţinere vor fi:

$$H_a = H_a^0 + \frac{M_b}{l} = 4{,}62 - \frac{85{,}89}{80} = 4{,}62 - 1{,}07 = 3{,}55 \text{ t};$$

$$H_b = H_b^0 - 2\frac{M_b}{l} = 10{,}48 + 2\frac{85{,}89}{80} = 10{,}48 + 2{,}14 = 12{,}62 \text{ t};$$

$$H_c = H_c^0 + \frac{M_b}{l} = 15{,}73 - 1{,}07 = 14{,}66 \text{ t}.$$

Deplasările maxime se obţin din formula (2.62):

$$\Delta w_b = 6{,}20\times 12{,}62 + 29 = 78{,}2 + 29 = 107{,}2 \text{ cm}.$$

$$\Delta w_c = 12{,}49\times 14{,}66 + 32 = 183{,}1 + 32 = 215{,}1 \text{ cm};$$

Comparînd reacţiunile obţinute pentru grinda pe reazeme elastice cu cele obţinute pentru grinda pe reazeme rigide, se constată diferenţe foarte mici. In consecinţă şi eforturile unitare în cablurile de ancorare vor diferi foarte puţin de cele calculate anterior. Se constată de asemenea, că variaţia deplasărilor este foarte puţin diferită de cea liniară, premisă cu care a fost efectuat primul calcul.

Pentru cazul alternativei 3 privind încărcarea cu vînt, mersul calculului este acelaşi. Din fig. 100 se stabileşte variaţia deplasărilor Δw_x şi Δw_y ca funcţiuni de $(\sigma_1 - \sigma_2)$ respectiv de reacţiunile H_x şi H_y. Sistemele de ecuaţii (2.58) şi (2.59), pentru cazul ancorajului la două nivele se reduc la:

$$\begin{aligned} M_{bx}\cdot\gamma_{bxx} + M_{by}\cdot\gamma_{bxy} &= Z_{bx};\\ M_{bx}\cdot\gamma_{byx} + M_{by}\cdot\gamma_{byy} &= Z_{by}; \end{aligned} \qquad (2.64)$$

unde coeficienţii au expresiile arătate la pag. 114. Prin rezolvarea sistemului de ecuaţii se obţin momentele de pe reazem după cele două axe şi din acestea reacţiunile H_{rx} şi H_{ry}. Determinarea eforturilor unitare în cablurile de ancoraj se face cu metoda descrisă mai înainte. Se desenează diagrama σ-Δw şi se măsoară segmentul a—b, a cărui lungime rezultă din:

$$\sigma_1 - \sigma_2 = \frac{2\cdot H_{ry}}{\sqrt{3}\cdot A\cdot\cos\alpha},$$

astfel ca condiţia: $\Delta w_1 + \Delta w_3 = -\Delta w_2$ să fie respectată. Poziţia axei verticale, care determină efortul unitar σ_3 şi pe care se măsoară Δw_3, este fixată prin relaţia (2.38).

II. 3. 2. Calculul eforturilor în barele pilonului

Forţele exterioare precum şi reacţiunile din punctele de ancorare ale pilonului se descompun în componente, după direcţiile feţelor care formează pilonul. Fiecare faţă se calculează la încărcările care acţionează în planul ei, considerîndu-se ca o grindă cu zăbrele, pe două sau mai multe reazeme, după cum avem unul sau mai multe puncte de ancorare.

In cazul unui singur nivel de ancorare, sistemul este static determinat, fiecare faţă fiind o grindă simplu rezemată cu o consolă (fig. 103).

Reazemul fix este considerat articulaţia inferioară a pilonului, iar reazemul mobil nodul de ancorare. Reacţiunea în acest nod este orizontală.

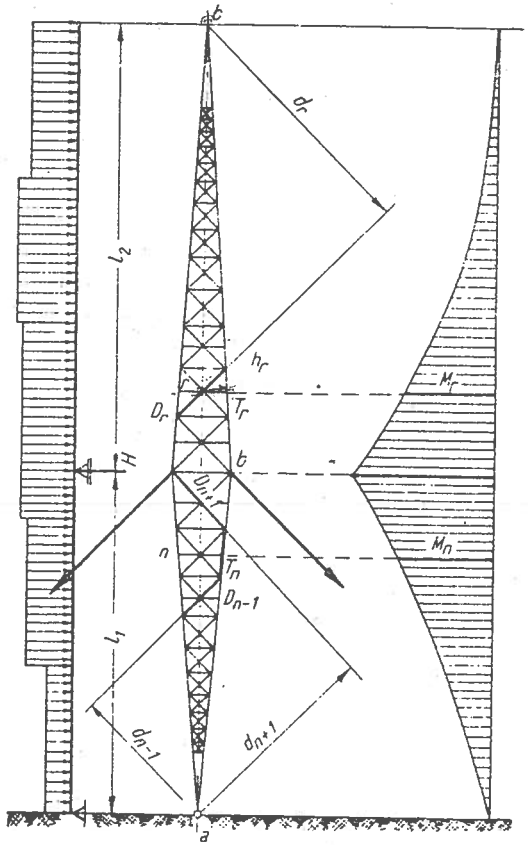


Fig. 103. Schemă pentru calculul eforturilor în bare.

Pentru calculul eforturilor din tălpile grinzii (picioarele pilonului), se desenează diagrama de momente din încărcarea orizontală. Efortul într-o anumită talpă se poate exprima în funcţie de momentul de la un anumit nivel, ţinînd seama şi de modul de împărţire interioară a sistemului. De exemplu, pentru cazul din fig. 103, pentru talpa T_r se ia momentul corespunzător nodului de intersecţie al diagonalelor şi din condiţia că efortul în cele două tălpi este egal şi de semn contrar rezultă:

$$T_r = \frac{M_r}{2\cdot h_r}\cdot\frac{1}{\cos\alpha_1}, \qquad (2.65)$$

unde h_r este lungimea perpendicularei din nodul r pe talpă, iar unghiul α_1 înclinaţia feţei respective faţă de verticală.

Eforturile în diagonale, pentru cazul din fig. 103, se cauculează din condiţia $\sum M = O$ faţă de vîrful pilonului, pentru diagonalele din jumătatea superioară şi $\sum M = O$ faţă de articulaţia inferioară, pentru cele din jumătatea inferioară. Vom avea:

$$D_r = \pm\frac{M_c}{2\cdot d_r} \quad \text{şi} \quad D_{n+1} = \pm\frac{M_a}{2d_{n+1}}. \qquad (2.66)$$

M_c reprezintă momentul față de vîrful c al tuturor forțelor exterioare care acționează în planul feței deasupra panoului unde avem diagonala D_r, iar M_a momentul tuturor forțelor exterioare care acționează în planul feței și sub panoul $n+1$.

În cazul pilonilor cu secțiune constantă, tălpile fiind paralele, efortul în diagonale se calculează direct din forța tăietoare, a cărei diagramă trebuie desenată pe toată lungimea pilonului. În cazul unui sistem cu diagonale și contradiagonale se admite că forța tăietoare se repartizează în mod egal asupra celor două diagonale. Însemnînd cu Q_n forța tăietoare în fața respectivă și în panoul n și cu α înclinația față de orizontală a diagonalelor, vom avea:

$$D_n = \pm \frac{Q_n}{2 \cdot \cos \alpha}. \qquad (2.67)$$

Încărcările verticale axiale dau eforturi numai în picioarele pilonului. Ca o încărcare verticală importantă, în afară de greutatea proprie, este rezultanta verticală a tracțiunilor din cablurile de ancorare.

În cazul ancorării la mai multe nivele, fiecare față se consideră ca o grindă continuă pe reazeme elastice, reazemul fix fiind articulația inferioară. Reacțiunile reazemelor mobile sînt orizontale. Așa cum s-a arătat mai înainte, pentru cunoașterea efortului din cablurile de ancorare este necesară studierea și rezolvarea sistemului static nedeterminat. Cunoscînd momentele de pe reazem, calculul efortului într-o bară oarecare N_n se reduce la aplicarea formulei:

$$N_n = N_n^0 - N_{n,r} \cdot M_r - N_{n,r+1} \cdot M_{r+1}, \qquad (2.68)$$

unde N_n^0 reprezintă efortul din încărcarea exterioară, în bara n, în sistemul static determinat, adică în grinda simplu rezemată cu deschiderea l_r; M_r și M_{r+1} sînt momentele de pe reazemele r și $r+1$, iar $N_{n,r}$ și $N_{n,r+1}$ sînt eforturile în bara n din $M_r = -1$, respectiv din $M_{r+1} = -1$.

II. 3. 3. Dimensionarea

Dimensionarea pilonilor ancorați se face încă după metoda rezistențelor admisibile, neexistînd suficiente date asupra coeficienților condițiilor de lucru și asupra încărcării din vînt care, așa cum s-a arătat, este încărcarea importantă a acestor construcții.

Sistemul static este de asemenea mai complicat, iar pentru starea limită principiul suprapunerii efectelor nu mai este valabil. Pe cînd solicitările în pilon, din încărcarea transversală cresc proporțional cu încărcarea, cele din încărcarea longitudinală, care ca mărime depinde de cea transversală, variază după o lege mai complicată.

Dimensionarea se face cu formulele obișnuite pentru barele supuse la eforturi axiale, cu respectarea următoarelor condiții de rigiditate: coeficientul de subțirime pentru barele comprimate nu trebuie să depășească 150 pentru tălpi, 175 pentru diagonale și 200 pentru elementele contravîntuirilor. Cum direcția vîntului poate să fie oricare, toate barele se dimensionează la compresiune. În cazul folosirii vergelelor preîntinse, condițiile de rigiditate nu mai intervin pentru aceste bare.

Importantă este verificarea stabilității generale a pilonului la influența forțelor longitudinale. Pilonul poate fi considerat ca o bară rigidă susținută elastic în unul sau mai multe puncte și încărcată cu forțe longitudinale, a căror mărime este constantă între punctele de reazem. De asemenea se consideră constanta secțiunea și momentul de inerție al barei între două puncte de rezemare consecutive.

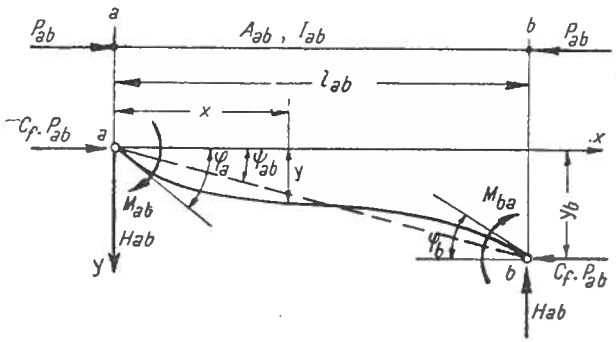


Fig. 104. Verificarea stabilității generale a sistemului. Situația deformată a barei.

În fig. 104 este arătată porțiunea a—b din bară, încărcată cu forța axială considerată critică în situația de flambaj.

Însemnînd cu:

c_f — coeficientul de siguranță la flambaj;
$c_f \cdot P_{ab}$ — forța longitudinală critică în porțiunea a—b;
M_{ab} și M_{ba} — momentele din nodurile a și b;
H_{ab} și H_{ba} — reacțiunile în nodurile a și b;
φ_a și φ_b — rotirile nodurilor a și b;
ψ_{ab} — rotirea axei barei a—b din deplasarea nodului b față de nodul a cu y_b,

ecuația diferențială a liniei elastice a barei, în porțiunea a—b, va fi:

$$\frac{d^2y}{dx^2} + \frac{M_x}{E \cdot J_{ab}} = 0. \qquad (2.69)$$

Introducînd:

$$M_x = c_f \cdot P_{ab} \cdot y - H_{ab} \cdot x + M_{ab}$$

și derivînd de două ori, se obține ecuația diferențială sub forma:

$$\frac{d^4y}{dx^4} + \frac{c_f \cdot P_{ab}}{E \cdot J_{ab}} \cdot \frac{d^2y}{dx^2} = 0. \qquad (2.70)$$

În domeniul plastic, pentru oțelul OL 38 (dacă $\lambda < 103{,}89$) și pentru oțelul OLX52 (dacă $\lambda < 84{,}3$) modulul de elasticitate E se înlocuiește cu modulul de flambaj T; acest modul are, după Engesser, valoarea:

$$T = \varkappa \cdot E,$$

unde $\varkappa$ se ia din tabela 17 în funcție de coeficientul λ.

Tabela 17

Valorile coeficientului χ

χ	20	30	40	50	60	70	80	84,3	90	100	103,89
OL 38	0,046	0,104	0,184	0,285	0,407	0,546	0,696	—	0,848	0,976	1,000
OLX 52	0,069	0,155	0,274	0,424	0,597	0,784	0,955	1,000	—	—	—

Inlocuind:

$$\varepsilon = l_{ab}\sqrt{\frac{c_f \cdot P_{ab}}{E \cdot J_{ab}}} \tag{2.71}$$

vom avea:

$$\frac{d^4y}{dx^4} + \left(\frac{\varepsilon}{l_{ab}}\right)^2 \cdot \frac{d^2y}{dx^2} = 0. \tag{2.72}$$

Soluţia generală a ecuaţiei diferenţiale este:

$$y = c_1 + c_2\frac{\varepsilon \cdot x}{l_{ab}} + c_3 \cdot \cos\frac{\varepsilon \cdot x}{l_{ab}} + c_4 \cdot \sin\frac{\varepsilon \cdot x}{l_{ab}}. \tag{2.73}$$

Cele patru constante se determină din condiţiile:

pentru $x=0$ avem: $y=0$ şi $\frac{dy}{dx} = \psi_a$;

pentru $x=l_{ab}$ avem: $y=y_b=\psi_{ab}\cdot l_{ab}$ şi $\frac{dy}{dx}=\varphi_b$.

Momentele în nodurile a şi b se obţin din relaţiile:

$$M_{ab} = M_{x\,(x=0)} = -E \cdot J_{ab} \cdot \frac{d^2y}{dx^2}\,(x=0) \tag{2.74}$$

$$M_{ba} = M_{x\,(x=l_{ab})} = +E \cdot J_{ab} \cdot \frac{d^2y}{dx^2}\,(x=l_{ab}).$$

Expresiile celor două momente vor fi de forma:

$$M_{ab} = A_{ab}\cdot\varphi_a + B_{ab}\cdot\varphi_b - (A_{ab}+B_{ab})\,\psi_{ab}; \tag{2.75}$$

$$M_{ba} = A_{ab}\cdot\varphi_b + B_{ab}\cdot\varphi_a - (A_{ab}+B_{ab})\,\psi_{ab}; \tag{2.76}$$

unde:

$$A_{ab} = \frac{E\cdot J_{ab}}{l_{ab}}\,\alpha \quad \text{şi} \quad \alpha = \frac{\varepsilon\cdot\sin\varepsilon - \varepsilon^2\cdot\cos\varepsilon}{2(1-\cos\varepsilon) - \varepsilon\cdot\sin\varepsilon} \tag{2.77}$$

$$B_{ab} = \frac{E\cdot J_{ab}}{l_{ab}}\,\beta \quad \text{şi} \quad \beta = \frac{\varepsilon^2 - \varepsilon\cdot\sin\varepsilon}{2(1-\cos\varepsilon) - \varepsilon\cdot\sin\varepsilon}. \tag{2.78}$$

Reacţiunea H_{ab} rezultă din ΣM faţă de nodul b. Vom avea:

$$H_{ab} = \frac{1}{l_{ab}}(c_f\cdot P_{ab}\cdot y_b + M_{ab} + M_{ba}) = c_f\cdot P_{ab}\cdot\psi_{ab} + \frac{1}{l_{ab}}(A_{ab}+B_{ab})(\varphi_a+\varphi_b-2\psi_{ab}). \tag{2.79}$$

În cazul cînd unul din noduri este articulaţie, vom avea:

$$M_{ab} = 0; \tag{2.80}$$

$$M_{ba} = C_{ab}(\varphi_b - \psi_{ab}); \tag{2.81}$$

$$H_{ab} = c_f\cdot P_{ab}\cdot\psi_{ab} + \frac{C_{ab}}{l_{ab}}(\varphi_b - \psi_{ab}); \tag{2.82}$$

unde:

$$C_{ab} = \gamma\frac{E\cdot J_{ab}}{l_{ab}} \quad \text{şi} \quad \gamma = \frac{\alpha^2-\beta^2}{\alpha^2} = \frac{\varepsilon^2\cdot\sin\varepsilon}{\sin\varepsilon - \varepsilon\cdot\cos\varepsilon}. \tag{2.83}$$

Valorile α, β şi γ pot fi luate din tabela 18, în funcţie de ε.

Tabela 18

Valorile α, β şi γ

ε	α	β	γ	ε	α	β	γ
0,00	4,000	2,000	3,000	π	2,467	2,467	0,000
0,10	3,999	2,000	2,998	3,20	2,399	2,492	−0,191
0,20	3,995	2,001	2,992	3,40	2,146	2,588	−0,974
0,30	3,983	2,003	2,982	3,60	1,862	2,702	−2,059
0,40	3,979	2,005	2,968	3,80	1,540	2,833	−3,691
0,60	3,952	2,012	2,927	4,00	1,173	3,004	−6,518
0,80	3,914	2,022	2,870	4,20	0,751	3,207	−12,947
1,00	3,865	2,034	2,794	4.40	0,259	3,462	−45,982
1,20	3,804	2,050	2,699	4,49	0,000	3,603	∞
1,40	3,732	2.070	2,584	4,60	−0,323	3,787	+44,007
1,60	3,647	2,093	2,446	4,80	−1,029	4,211	16,207
1,80	3,548	2,120	2,282	5,00	−1,909	4,785	10,084
2,00	3,436	2,152	2,038	5,20	−3,052	5,592	7,196
2,20	3,309	2,189	1,861	5,40	−4,625	6,798	5,365
2,40	3,166	2,233	1,591	5,60	−6,992	8,759	3,980
2,60	3,005	2,283	1,270	5,80	−11,111	12,428	2,791
2,80	2,825	2.343	0,833	6,00	−20,637	21,454	1,665
3,00	2,624	2,412	0,408	6,20	−74,361	74,616	0,510
π	2,467	2,467	0,000	2π	∞	∞	0,000

În noduri, în afară de reacţiunile H_{ab} vor apare şi reacţiunile datorite rezemării elastice, H'_{ab}, care sînt proporţionale cu tasarea reazemelor. De exemplu pentru reazemul b vom avea:

$$H'_{ab} = \frac{y_b}{\mu\cdot y_{b1}}, \tag{2.84}$$

unde:

y_b este tasarea reazemului b, a barei flambate (fig. 105);

y_{b1} — tasarea reazemului b dintr-o forţă unitară;

μ — coeficientul de siguranţă, acelaşi pentru toate reazemele.

Pentru fiecare nod se vor putea scrie cîte două ecuaţii de echilibru:

$$\sum M=0 \quad \text{şi} \quad \sum H=0.$$

Vom avea de exemplu:

$$M_{ab}=0; \quad M_{ba}+M_{bc}=0;\ldots \tag{2.85}$$

$$-H_{ab}+\frac{y_a}{\mu\cdot y_{a1}}=0; \quad H_{ab}-H_{bc}+\frac{y_b}{\mu\cdot y_{b1}}=0;\ldots \tag{2.86}$$

Tasările reazemelor, y_a, y_b, etc. pot fi exprimate, aşa cum rezultă din fig. 105, în funcţie de rotirile barei.

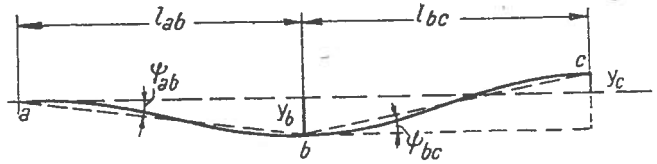


Fig. 105. Situaţia deformată a sistemului.

Pentru cazul de mai sus vom avea:

$$\begin{aligned} y_a&=0;\\ y_b&=l_{ab}\cdot\psi_{ab};\\ y_c&=+l_{ab}\cdot\psi_{ab}-l_{bc}\cdot\psi_{bc}. \end{aligned} \tag{2.87}$$

Introducînd în ecuaţiile (2.85) şi (2.86) relaţiile (2.75), (2.76), (2.79) şi (2.87), se obţine un sistem de ecuaţii liniare şi omogene pentru necunoscutele φ şi ψ. Pentru ca necunoscutele φ şi ψ să aibe valori finite, va trebui ca determinantul coeficienţilor D_k să fie nul. Din această condiţie, presupunînd cunoscut coeficientul de siguranţă al reazemelor μ, care se poate lua egal cu unitatea, se obţine condiţia de flambaj. Factorul $\sqrt{c_f}$ care apare în această condiţie ca singura necunoscută, poate fi calculat. Din rădăcinile ecuaţiei D_k se va lua valoarea cea mai mică, pozitivă şi reală.

Pentru cazul ancorării la două nivele (fig. 106, *a*), pentru bara *a—b*, de exemplu, sistemul ecuaţiilor va fi:

$$C_{ab}(\varphi_b-\psi_{ab})+C_{bc}(\varphi_b-\psi_{bc})=0;$$

$$l_{ab}\cdot\psi_{ab}+\mu\cdot y_{b1}\left[-c_f\cdot P_{ab}\cdot\psi_{ab}-\frac{C_{ab}}{l_{ab}}(\varphi_b-\psi_{ab})+c_f\cdot P_{bc}\cdot\psi_{bc}+\frac{C_{bc}}{l_{bc}}(\varphi_b-\psi_{bc})\right]=0;$$

$$l_{bc}\cdot\psi_{bc}+l_{ab}\cdot\psi_{ab}-\mu y_{c1}\left[c_f\cdot P_{bc}\cdot\psi_{bc}+\frac{C_{bc}}{l_{bc}}(\varphi_b-\psi_{bc})\right]=0;$$

iar pentru cazul ancorării la trei nivele (fig. 106, *b*), pentru bara *b—c* sistemul ecuaţiilor este:

$$A_{bc}\cdot\varphi_b+B_{bc}\cdot\varphi_c-(A_{bc}+B_{bc})\psi_{bc}+C_{ab}(\varphi_b-\psi_{ab})=0;$$

$$C_{cd}(\varphi_c-\psi_{cd})+A_{bc}\cdot\varphi_c+B_{bc}\cdot\varphi_b-(A_{bc}+B_{bc})\psi_{bc}=0;$$

$$l_{ab}\cdot\psi_{ab}+\mu\cdot y_{b1}\left[c_f\cdot P_{bc}\cdot\psi_{bc}+\frac{1}{l_{bc}}(A_{bc}+B_{bc})(\varphi_c+\varphi_b-2\psi_{bc})-\right.$$

$$\left.-c_f\cdot P_{ab}\cdot\psi_{ab}-\frac{C_{ab}}{l_{ab}}(\varphi_b-\psi_{ab})\right]=0;$$

$$l_{bc}\cdot\psi_{bc}+l_{ab}\cdot\psi_{ab}+\mu\cdot y_{c1}\left[c_f\cdot P_{cd}\cdot\psi_{cd}+\frac{C_{cd}}{l_{cd}}(\varphi_c-\psi_{cd})-\right.$$

$$\left.-c_f\cdot P_{bc}\cdot\psi_{bc}-\frac{1}{l_{bc}}(A_{bc}+B_{bc})(\varphi_c+\varphi_b-2\psi_{bc})\right]=0;$$

$$l_{cd}\cdot\psi_{cd}+l_{bc}\cdot\psi_{bc}+l_{ab}\cdot\psi_{ab}-\mu\cdot y_{d1}\left[c_f\cdot P_{cd}\cdot\psi_{cd}+\frac{C_{cd}}{l_{cd}}(\varphi_c-\psi_{cd})\right]=0.$$

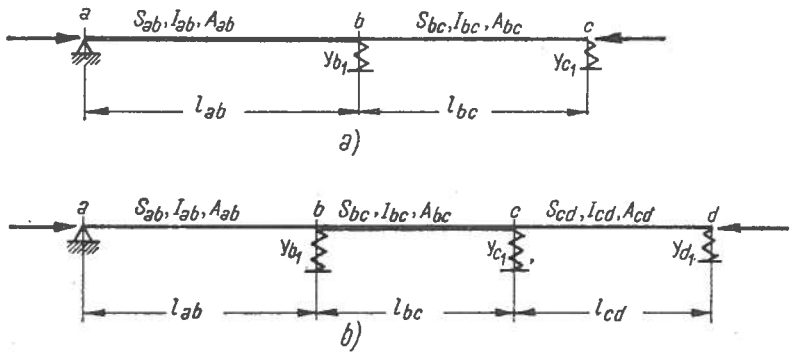


Fig. 106. Verificarea stabilităţii sistemului:
a — pilon ancorat la două nivele; *b* — pilon ancorat la trei nivele.

Condiţii de rigiditate. Rigiditatea pilonului ca şi efectul ancorării sînt condiţionate şi de prescripţiile referitoare la săgeţile maxime. Deplasarea maximă a punctelor de ancorare nu trebuie să depăşească 1/100 din înălţimea faţă de fundaţie a punctului respectiv. De asemenea, săgeata orizontală a consolei nu trebuie să fie mai mare ca 1/100 din lungimea consolei. Aceste condiţii nu sînt respectate în exemplul numeric II-2, ceea ce arată că pentru un pilon de 200 m înălţime, ancorarea la numai două nivele nu satisface condiţiile de rigiditate.

II. 3.4. Detalii constructive

Ca detalii constructive caracteristice acestor construcţii sînt de remarcat: detalii privind construcţia metalică a pilonului, articulaţia inferioară de reazem şi ancorajele.

În fig. 107 este arătat un tronson tip al unui pilon cu secţiune triunghiulară, executat din ţevi.

Asamblarea tronsoanelor între ele se face cu buloane, prin flanşe sudate din atelier în capul picioarelor stîlpului. Între cele două flanşe se interpune

un guseu orizontal (fig. 107, *b*), de care sînt sudate, de asemenea din atelier, orizontalele executate din țevi și care apar în sistemul stîlpului, la nivelul fiecărei îmbinări între tronsoane.

În cazul folosirii diagonalelor preîntinse, executate din oțel rotund, prinderea acestora se face de mici gusee sudate de piciorul stîlpului și pe care

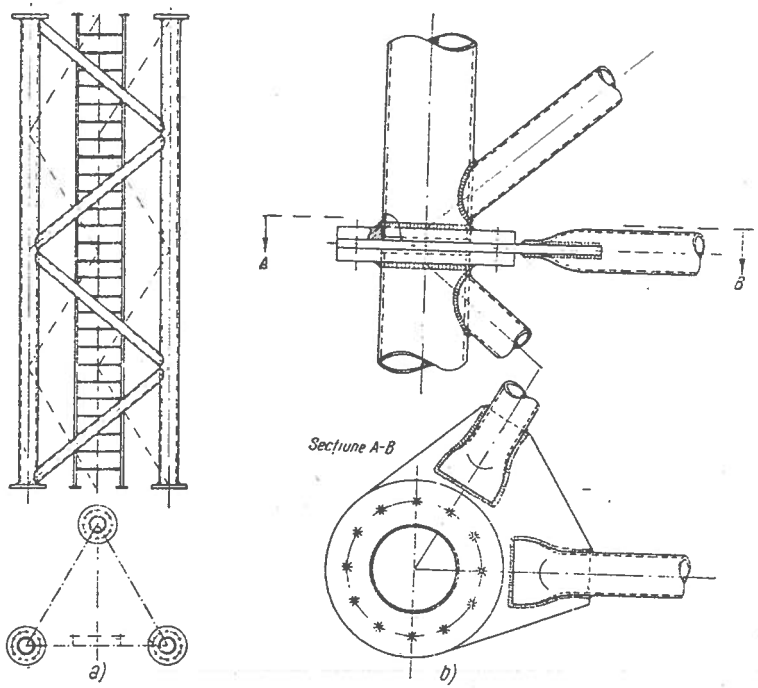


Fig. 107. Tronson al unui pilon executat din țevi:
a — schema; *b* — detaliu de asamblare a tronsoanelor.

se sudează și orizontalele sistemului (fig. 108, *a*), sau de gusee sudate de picior și flanșe în panourile extreme ale tronsonului (fig. 108, *a*).

În fig. 109 și 110 sînt arătate două soluții pentru articulația centrală.

În fig. 109 articulația este realizată prin două piese executate din oțel turnat, sub forma unei articulații sferice. Între pilon și balancierul superior precum și între balancierul inferior și placa de bază, fixată pe blocul de fundație, sînt introduși izolatori de porțelan. Deplasarea orizontală a punctului de reazem este împiedicată printr-un cep cu care balancierul inferior pătrunde în cel superior.

În fig. 110 articulația este realizată printr-un izolator de porțelan, de forma unui butoiaș, așezat între pilon și placa de bază. Pentru înlăturarea deplasărilor laterale sînt dispuși trei izolatori orizontali între pilon și trei tampoane fixate pe placa de bază. Pentru a înlătura o eventuală ridicare a pilonului din articulație, sînt prevăzute trei juguri formate fiecare dintr-o traversă orizontală și cîte două buloane ancorate în fundație. Între traverse

și consolele fixate pe construcția metalică a pilonului sînt de asemenea plasați izolatori de porțelan.

La dimensionarea pieselor de porțelan trebuie să se țină seama de fenomenul de reducere a limitei de rupere a acestui material în prezența unui mic șoc sau a unor vibrații reduse. De exemplu, un izolator, care a rezistat la o încărcare statică de 250—300 tone, s-a distrus la o încărcare de 120—150 t, cînd asupra piesei s-a produs o mică zdruncinătură. Astfel de zdruncinături ale reazemului pot fi provocate de oscilații cu amplitudini mici ale construcției metalice și care sînt fără importanță pentru rezistența construcției pilonului. Se obține o reducere a oscilațiilor reazemului printr-o ungere regulată a articulației sferice sau prin executarea unei articulații de rostogolire, la care

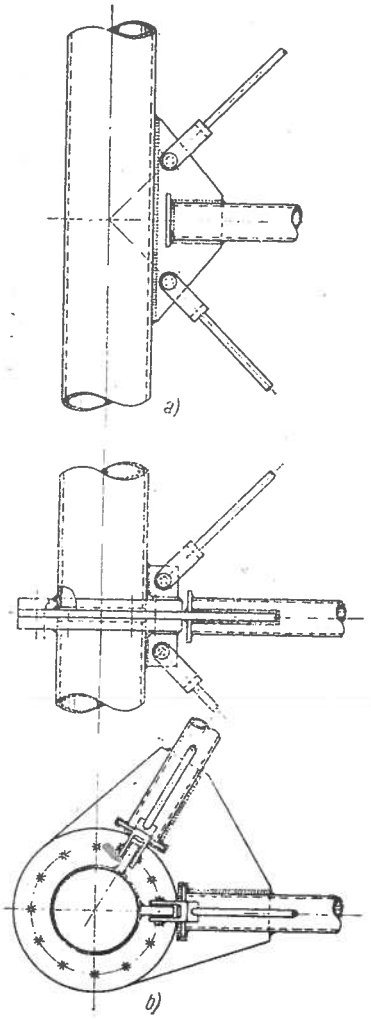


Fig. 108. Pilon cu diagonale preîntinse:
a — detaliul unui nod; *b* — detaliu de asamblare a tronsoanelor.

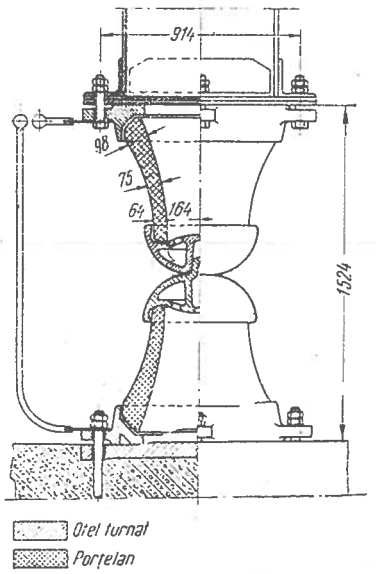


Fig. 109. Articulația centrală. Detaliu de izolator.

unul din balancieri este o placă plană (fig. 111, *a*) sau are un bombament invers (fig. 111, *b*).

Cablurile de ancorare se prind prin intermediul unui guseu de piciorul stîlpului (fig. 112), atunci cînd numărul cablurilor este egal cu numărul picioarelor stîlpului.

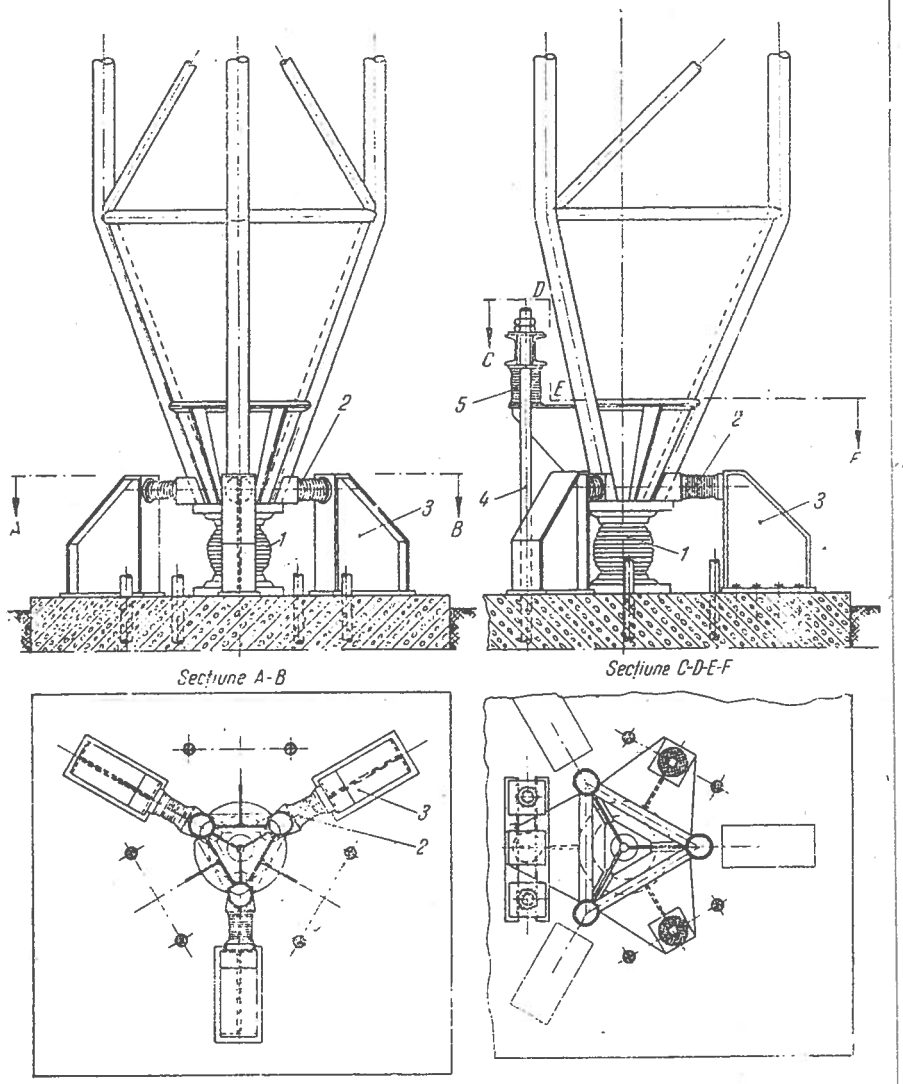


Fig. 110. Articulația centrală:
1 — izolator vertical central; *2* — izolatori orizontali; *3* — console; *4* — jug de ancorare; *5* — izolator.

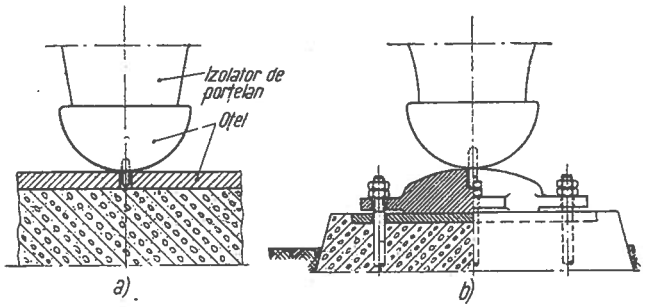


Fig. 111. Soluții pentru articulația centrală:
a — articulație cu o placă de bază plană; *b* — articulație cu o placă de bază bombată.

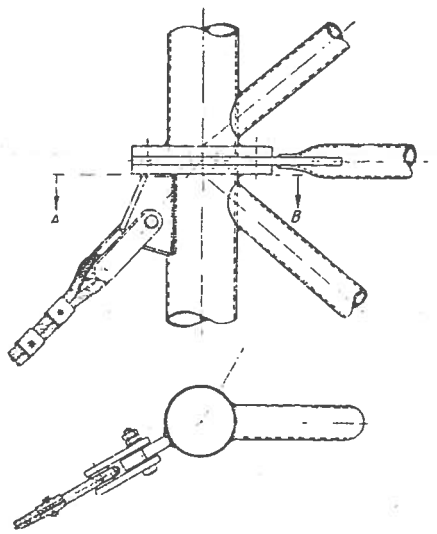


Fig. 112. Detaliu de fixarea cablurilor de piciorul pilonului.

Cînd numărul cablurilor de ancorare este mai mare (fig. 113), prinderea se face prin intermediul unor grinzi verticale şi orizontale.

Cablurile de ancorare se împart în tronsoane de o anumită lungime prin izolatori (fig. 114).

În fig. 114, *a* este dat un detaliu de izolator, executat din oţel turnat, izolarea electrică realizîndu-se printr-o piesă de porţelan.

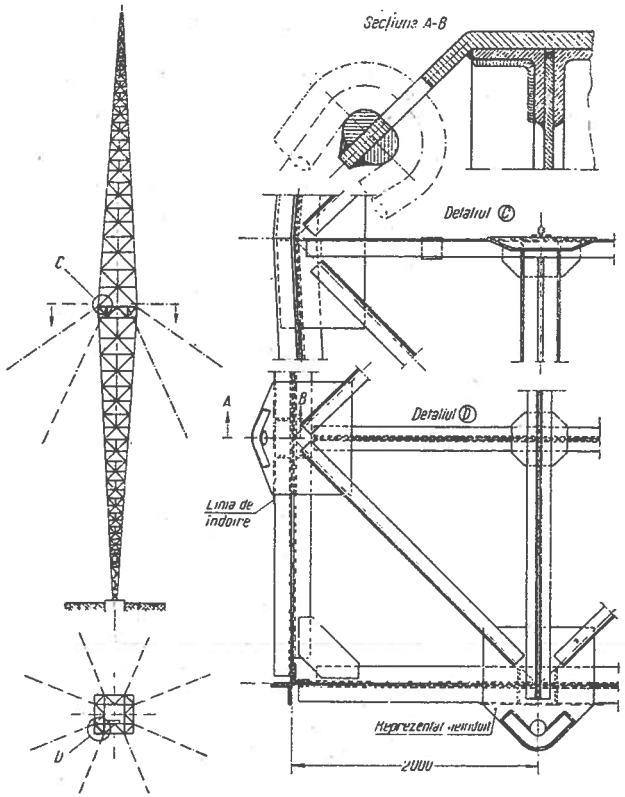


Fig. 113. Detaliu de fixare a cablurilor de o grindă cu zăbrele.

În fig. 115 este arătat blocul de fundaţie central, iar în fig. 115 *b* blocul pentru ancorarea cablurilor. De blocul de fundaţie, cablul se prinde prin intermediul a două platbande, ancorate în blocul de beton.

Pentru a economisi beton în blocul de fundaţie, în locul soluţiei clasice arătată în fig. 115, *b*, în U.R.S.S. se foloseşte soluţia arătată în fig. 116, la care ancorajul se face printr-o placă de beton armat, îngropată la o anumită adîncime. Prin această soluţie se obţine o reducere de 30 ori a volumului de beton.

II.4. MONTAJUL TURNURILOR ŞI A PILONILOR

Pentru montarea turnurilor cu înălţime redusă, sub 100 m, se folosesc metodele descrise în capitolul precedent. Turnul se montează culcat şi se ridică apoi în poziţie verticală.

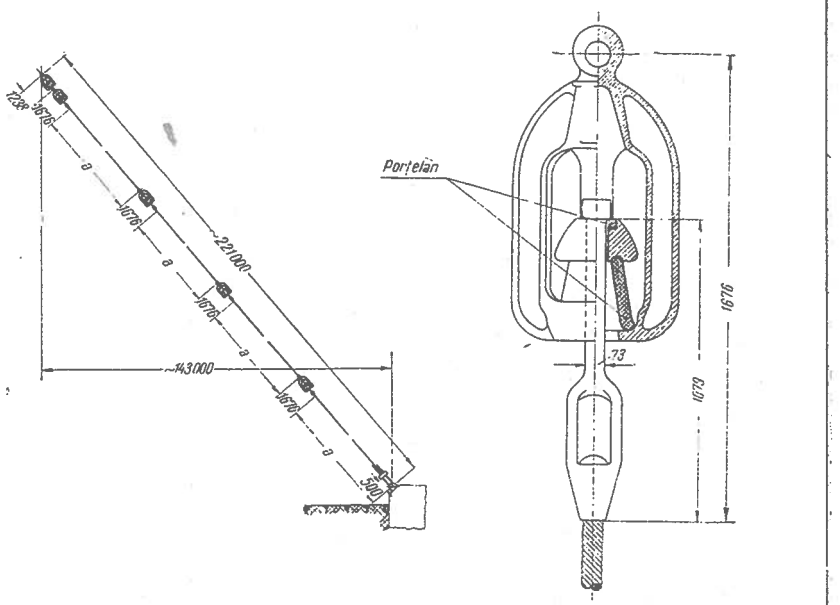


Fig. 114. Cablul de ancoraj. Împărţirea în tronsoane:
a — detaliu de izolator.

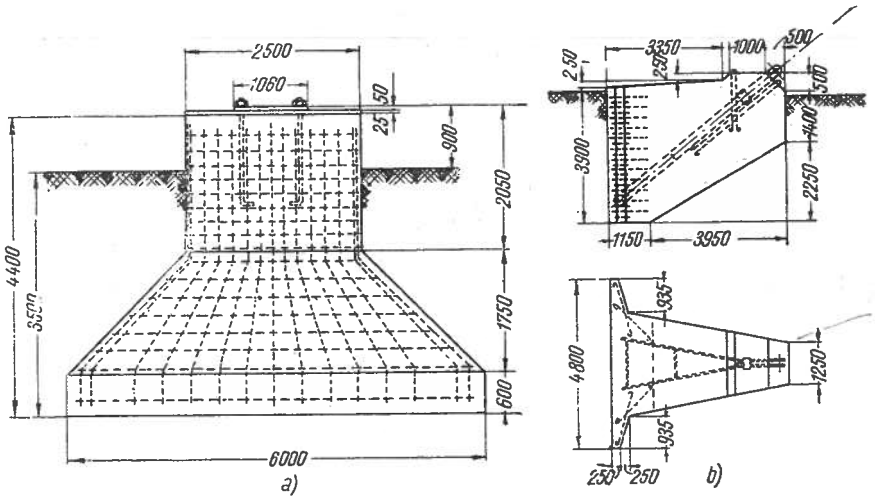


Fig. 115. Fundaţii:
a — fundaţie centrală; *b* — fundaţie pentru fixarea cablurilor de ancorare.

În cazul turnurilor cu înălțime mai mare, montajul se face în poziție definitivă, barele fiind ridicate și montate una după alta. În cazul unui montaj mai mecanizat, ridicarea barelor se poate face cu o macara centrală, care se fixează de construcția deja montată și care este prevăzută cu un dispozitiv de autoridicare.

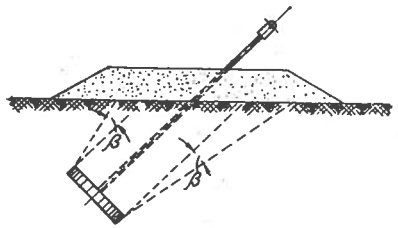


Fig. 116. Placă de beton armat îngropată, pentru fixarea cablurilor de ancorare.

În fig. 117 este arătat schematic modul de funcționare al unei astfel de macarale autoridicătoare sovietice, sistem ing. Gospodarski. Așa cum rezultă din figură, macaraua este formată dintr-o mufă prin care trece o țiie tubulară de o lungime mult mai mare. La capătul superior al țiiei se află un braț rotativ. Fixarea mufei și a punctului inferior al țiiei de construcția metalică, deja montată, se face cu cabluri înclinate și orizontale. Pe măsură ce montajul avansează în înălțime, mufa și țiia sînt ridicate pe rînd cu un troliu special.

Pilonii ancorați, din cauza secțiunii transversale reduse, pot fi livrați la șantier în tronsoane asamblate în întregime în fabrici, încît la montaj se execută numai ridicarea și asamblarea tronsoanelor unul după altul. Pentru a reduce cheltuielile de transport, așezarea tronsoanelor în vagon se poate

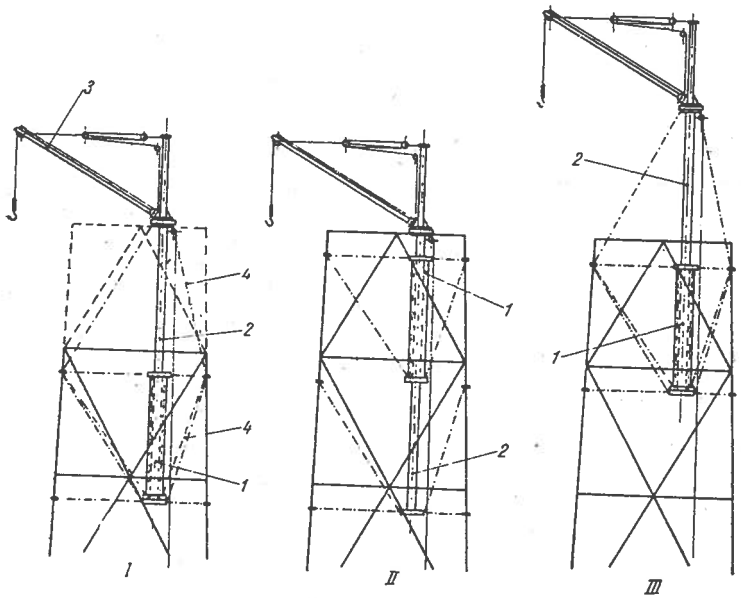


Fig. 117. Fazele montajului unui turn cu o macara autoridicătoare:
1 — mufă; *2* — țiie; *3* — braț rotativ; *4* — cabluri de fixare.

face așa cum este indicat în fig. 118, *a*, sau mai bine ca în fig. 118, *b*, dacă bineînțeles dimensiunile transversale ale figurii rezultante se înscriu în gabaritul de transport.

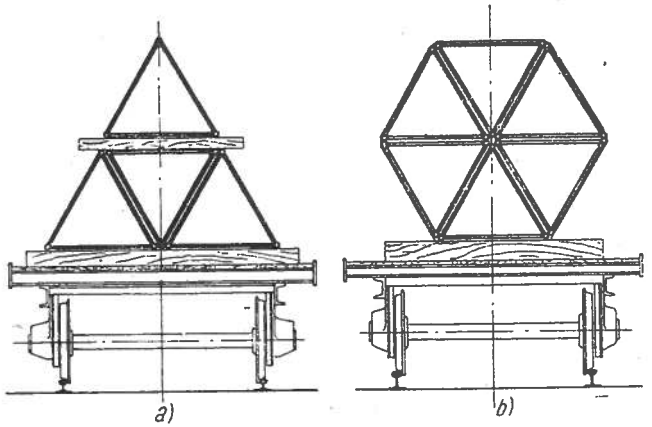


Fig. 118. Încărcarea în vagoane a tronsoanelor pilonului:
a — încărcarea a patru tronsoane; *b* — încărcarea a șase tronsoane.

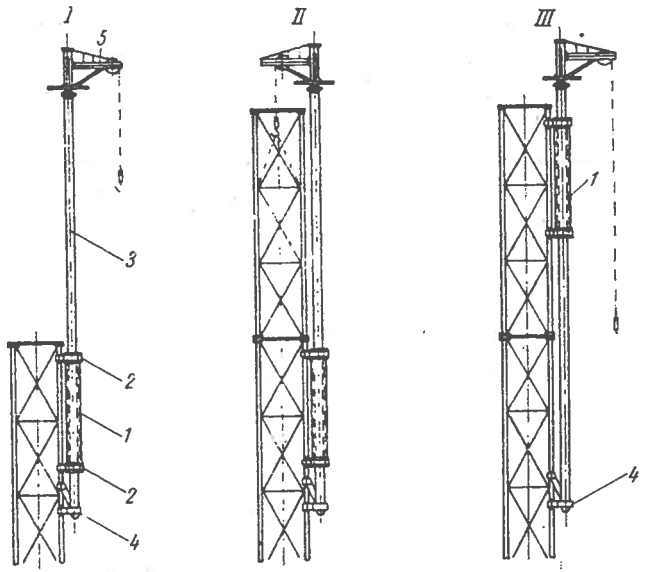


Fig. 119. Fazele montajului unui pilon cu o macara autoridicătoare:
1 — mufă; *2* — brățară de fixare; *3* — țiie; *4* — traversă de fixare a țiiei; *5* — braț rotativ.

Ridicarea tronsoanelor se face cu o macara autoridicătoare. În fig. 119 este arătat schematic modul de funcționare al unei macarale sistem ing. Kaminski, laureat al premiului Stalin.

Macaraua este formată dintr-o mufă (*1*), prevăzută la nivelul superior și inferior cu cîte o brățară (*2*), care se poate fixa de construcția metalică și o tije (*3*), prevăzută la nivelul inferior cu o brățară de fixare, iar la capătul superior cu un braț rotativ.

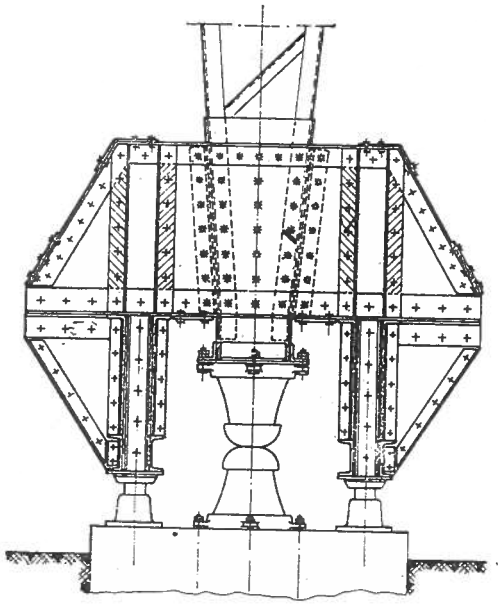


Fig. 120. Dispozitiv pentru ridicarea pilonului.

În poziția I din fig. 119, tronsonul următor va putea fi ridicat, iar prin rotirea brațului va fi așezat la loc (poziția II).

După executarea prinderii tronsonului de construcția deja montată, se desfac brățările care fixau mufa de construcția metalică, iar mufa, după ce este ridicată, este fixată în noua poziție (poziția III din figură). Se deslace apoi legătura „*4*", care fixează tija de construcția metalică. După ridicarea tijei în noua poziție și fixarea din nou a legăturii „*4*", se ajunge iarăș în poziția I, cînd un nou tronson poate fi ridicat. Toate troliile de ridicare sînt plasate pe sol și la o distanță suficient de mare de pilon, astfel că munca se desfășoară în perfecte condiții de securitate.

Pentru eventuale reparații ale izolatorilor de reazem, trebuie să existe posibilitatea ridicării pilonului de pe reazem. Soluția arătată în fig. 120, constă din două cadre metalice fixate cu buloane de construcția metalică a pilonului. Pe blocul de fundație și sub aceste cadre metalice se pot așeza cricurile hidraulice cu care se execută ridicarea pilonului.

BIBLIOGRAFIE

Г. А. Савицкий, Основы расчета радиомачт, Москва, Связьиздат, 1953.

Fr. Bleich, Stahlhochbauten, zweiter Band, Berlin, Verlag von Julius Springer, 1933.

А. Г. Соколов, Высотные сооружения типа мачт и башен,

П. П. Велихов, Монтаж стальных конструкций, Издание 2-е, Москва, Госстройиздат, 1953.

J. Argyris. Untersuchung eines besonderen Belastungsfalles bei dreiseitig abgespannten Funkmasten. Der Stahlbau, 1940.

CAPITOLUL III

TURNURI DE EXTRACȚIE

III. 1. GENERALITĂȚI

Ridicarea minereului din mină precum și transportul muncitorilor și al materialelor necesare exploatării se face astăzi cu ascensoare rapide. Pentru ca transportul minereului scos la suprafață să se facă cît mai simplu, descărcarea minereului se face la oarecare înălțime față de sol, minereul putînd fi astfel înmagazinat în buncăre prin cădere liberă. Dacă la această înălțime se adaugă înălțimea utilajului de transport, lungimea legăturii cablului cu utilajul, un spațiu de siguranță și raza roții care conduce cablul la mașina de extracție, se ajunge la o înălțime de construcție necesară de 30—60 m deasupra solului. Această construcție reprezintă prelungirea puțului de mină și formează așa-numitul turn de extracție.

În procesul tehnologic al ridicării minereului, turnul de extracție îndeplinește un rol dublu:

— asigură conducerea utilajului de transport prin ghidajele fixate de construcția turnului;

— susține roțile, numite molete, care conduc cablurile la mașina de extracție și transmite fundațiilor reacțiunile acestor roți.

Un ascensor este prevăzut cu două dispozitive de transport, astfel că atunci cînd un dispozitiv se află în fundul minei, pentru încărcare, celălalt este la suprafață și este descărcat. La exploatări mari pot fi montate în construcția turnului două sau chiar mai multe ascensoare.

Dispozitivul de transport poate să fie executat sub două forme:

a) sub forma unei colivii, cu unul sau mai multe etaje, în care se introduc vagonetele de mină, pentru a fi ridicate. Ridicarea coliviei se continuă peste nivelul terenului pînă cînd este atins nivelul platformei de descărcare (fig. 121, *a*) pe care vagonetele pline sînt scoase și de pe care vagonetele goale sînt introduse în colivie.

b) sub forma unui vas, numit schip, în care se încarcă în mină minereul dintr-un buncăr, iar descărcarea se face la suprafață automat (fig. 121, *b*).

Sistemul cu colivii prezintă dezavantajul că manevrarea ascensorului este mai dificilă, fiind necesare opriri dese ale mașinii și o conducere foarte atentă. De asemenea, timpul de încărcare și descărcare este mai mare ca în cazul schipurilor. Schipul are în plus marele avantaj că face într-o oarecare măsură exploatarea independentă de transportul materialului la suprafață. Buncărul din mină constituie o rezervă de depozitare pentru producție și dă posibilitatea unei încărcări mecanizate a minereului în schip.

Sistemul cu colivii are însă avantajul că muncitorii și materialele se pot transporta cu același utilaj. Din acest motiv instalațiile cu schip trebuie prevăzute cu un ascensor special pentru oameni și materiale. În fig. 122 este arătată o astfel de instalație.

Așa cum se vede din figură, cablurile care merg la mașina de ridicare a ascensorului special pentru oameni și materiale, se află într-un plan perpendicular pe planul cablurilor care deservesc ascensorul cu schipuri.

În fig. 123 este arătat scheletul metalic sudat al unei colivii cu două etaje.

Descărcarea coliviei se poate face prin scoaterea vagonetelor pe o platformă de descărcare sau prin răsturnarea coliviei cu vagonetul blocat în ea.

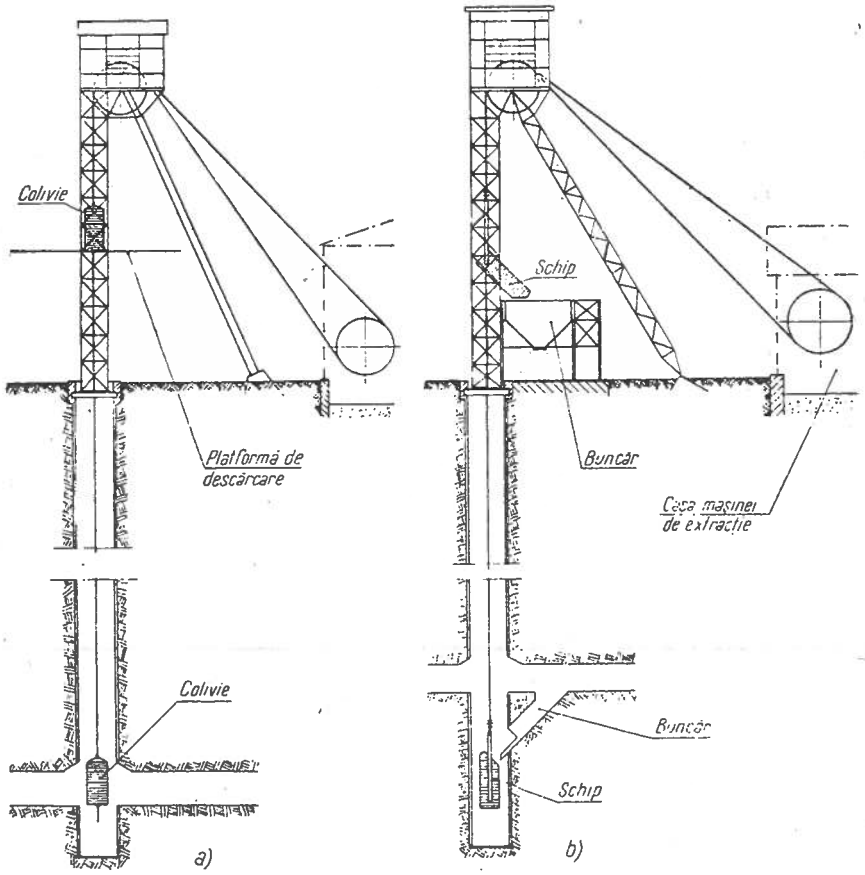


Fig. 121. Turnuri de extracție:
a — instalație cu colivii; *b* — instalație cu schipuri.

Schipul poate fi construit în două alternative:

a) Cu descărcare la partea de sus (fig. 124).

În acest caz este necesară răsturnarea vasului, cînd acesta ajunge la nivelul de descărcare. Vasul este suspendat de cablu printr-un jug fixat în partea inferioară a schipului, prin articulații. Stabilitatea schipului este asigurată prin cîte doi tacheți așezați pe pereții laterali, care fixează vasul față de barele verticale ale jugului. Unul din cei doi tacheți de pe fiecare parte este prevăzut cu resort și poate fi apăsat de bara verticală a jugului, în cazul unui efort orizontal suficient de mare. Un astfel de efort este exercitat asupra schipului prin conducerea obligată între două șine a unui buton fixat pe vas, realizîndu-se, așa cum se vede în figură, răsturnarea schipului.

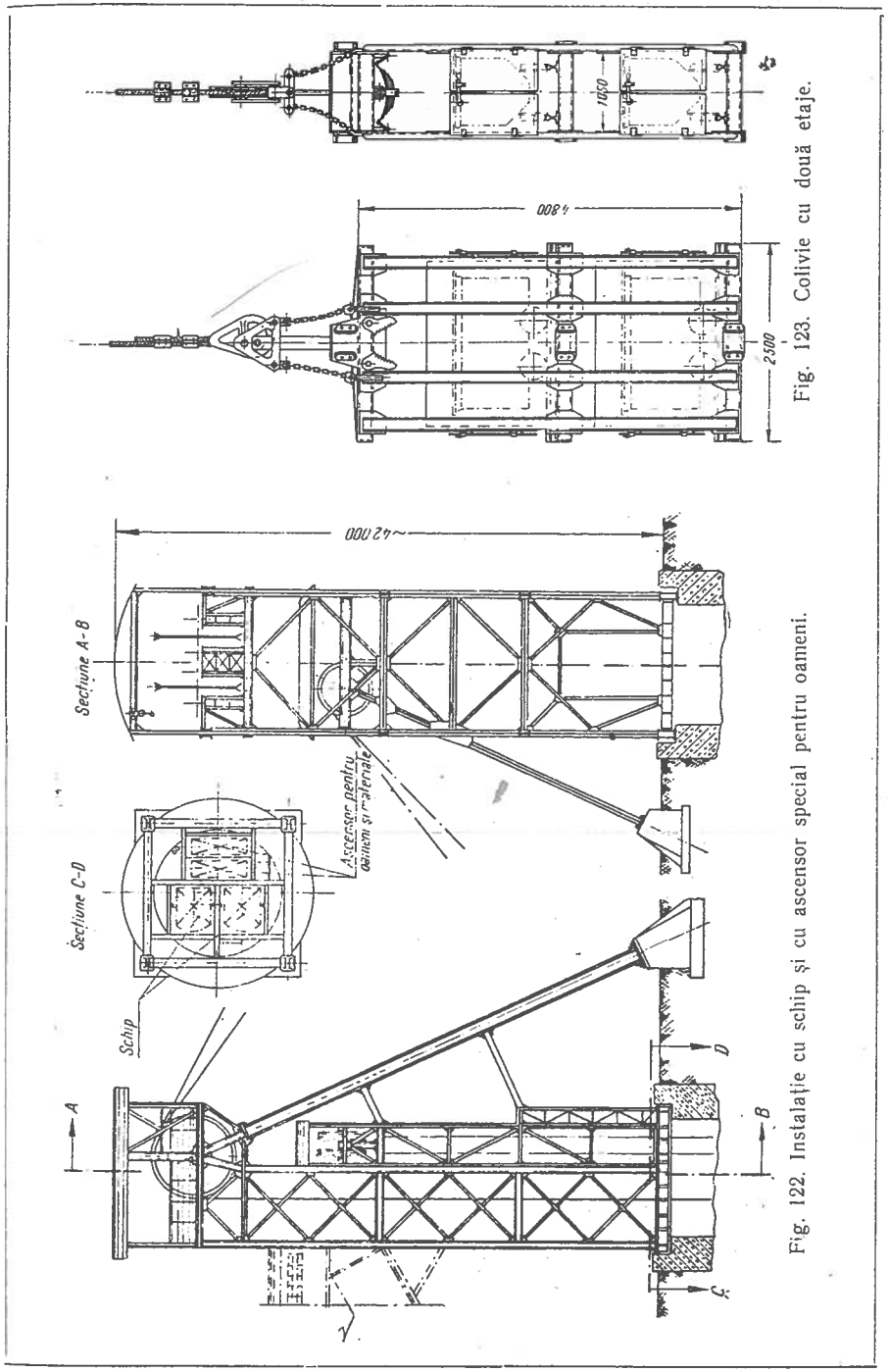


Fig. 123. Colivie cu două etaje.

Fig. 122. Instalație cu schip și cu ascensor special pentru oameni.

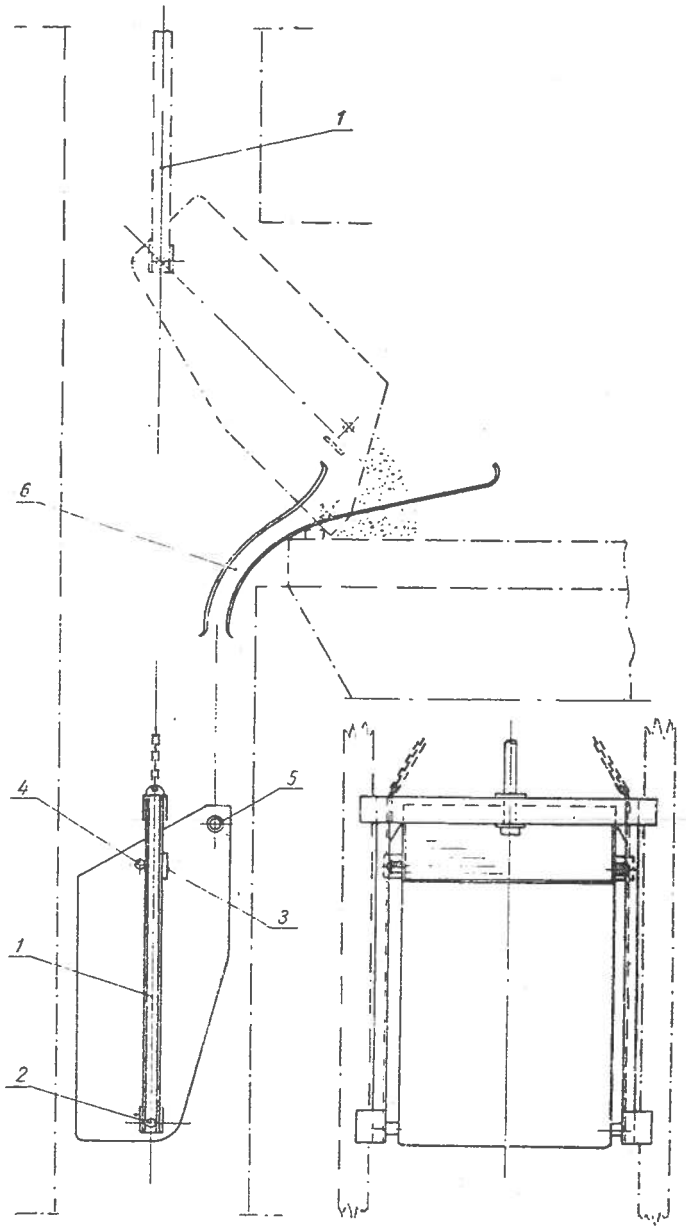


Fig. 124. Schip cu descărcare la partea de sus:
1 — jug de susținere; *2* — articulație; *3* — tachet fix; *4* — tachet cu resort; *5* — buton de conducere; *6* — șine de conducere.

b) Cu descărcare la partea de jos (fig. 125 și 126).

La soluția din fig. 125, schipul este legat de cablu printr-un jug prins de corpul vasului prin articulații, plasate în regiunea superioară. Fundul, fixat prin balamale de unul din pereții laterali ai schipului, este menținut în poziția închis de o consolă prinsă

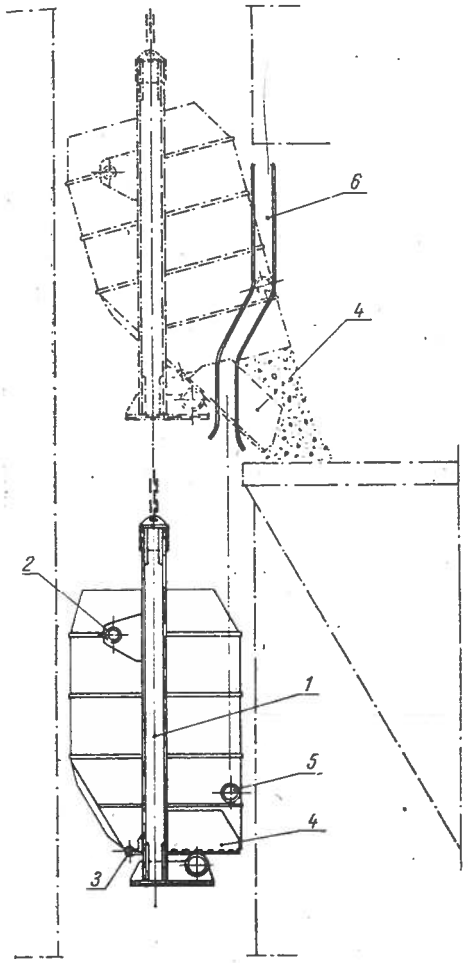


Fig. 125. Schip cu descărcare la partea de de jos (cu articulație):
1 — jug de susținere; *2* — articulație; *3* — balama; *4* — fund articulat; *5* — buton de conducere; *6* — șine de conducere.

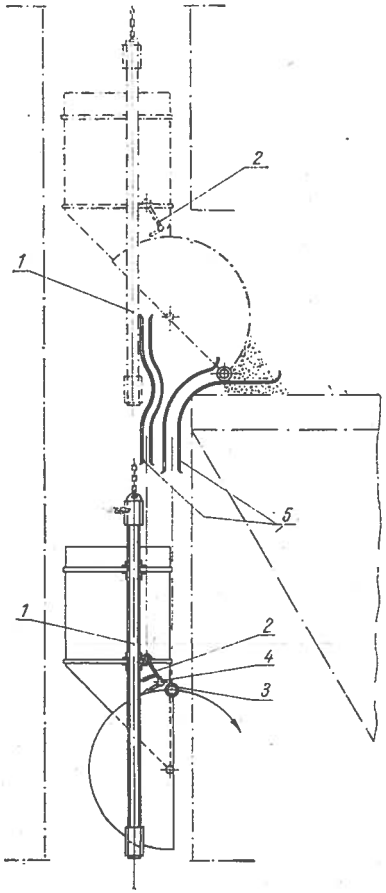


Fig. 126. Cchip cu descărcare la partea de jos (cu ușe în peretele lateral):
1 — jug de susținere; *2* — clichet; *3* — buton de conducere al ușei; *4* — buton de conducere al clichetului; *5* — șine de conducere.

de bara verticală a jugului. În regiunea unde urmează să se producă descărcarea, vasul este puțin înclinat, prin conducerea obligată între două șine curbe a unui buton fixat pe peretele schipului. Prin această înclinare, fundul se depărtează de consola care-l menține închis și se deschide, așa cum se vede în figură.

La soluția arătată în fig. 126, barele verticale ale jugului sînt rigid fixate de corpul vasului. Descărcarea se efectuează prin deschiderea unei uși în peretele lateral. Deschiderea ușii și a clichetului, care o blochează, se face prin conducerea obligată a unor

butoni între două șine curbe, fixate de construcția turnului. Ușa deschisă formează un jgheab pentru scurgerea materialului.

Pentru sistemul de acționare (ridicarea și scoborîrea dispozitivelor de ridicat), poate fi folosită una din următoarele soluții:

a) Sistemul cu tambur cilindric. Pe axul mașinii de ridicat sînt fixați doi tamburi cilindrici, pe care se înfășoară ,respectiv de pe care se desfășoară cablul (fig. 127).

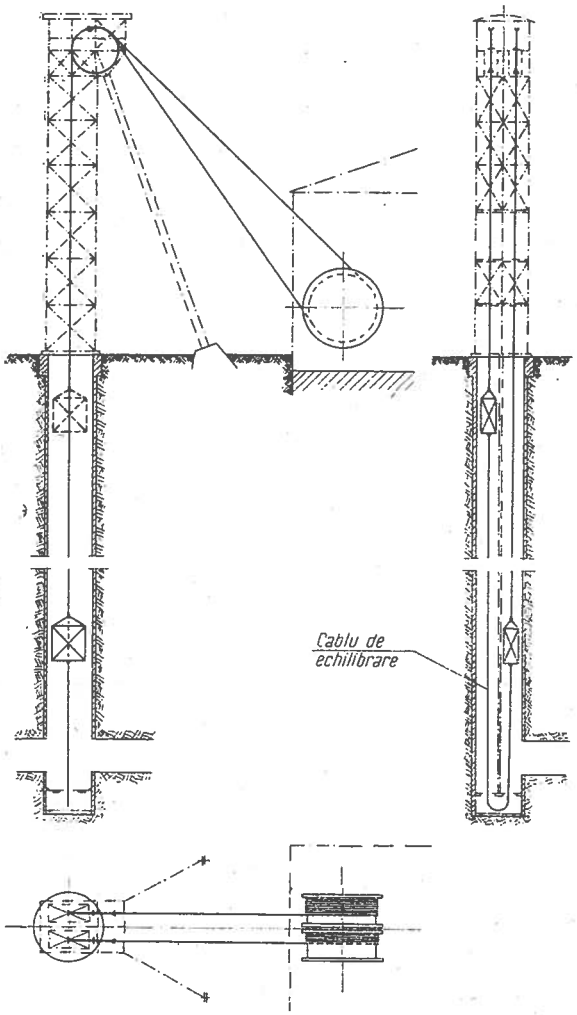


Fig. 127. Sistem de acționare cu tambur cilindric.

Sistemul are avantajul că se poate modifica ușor adîncimea de ridicare, deoarece numai un tambur este fixat cu pene pe axul motor. Al doilea tambur este liber pe ax și este fixat de primul cu buloane, încît poate să fie rotit față de acesta, realizîndu-se diferența de adîncime. Deoarece la adîncimi mari greutatea cablului intervine ca o încărcare importantă, momentul de răsucire al mașinii variază cu poziția dispozitivelor de ridicat în puț. Pentru a evita această variație a momentului de răsucire, se introduce un cablu de echilibrare, care se fixează de cele două dispozitive.

b) Sistem cu tambur conic. Variația momentului de răsucire se poate anula prin întrebuințarea tamburilor conici (fig. 128).

Pe măsură ce cablul se desfășoară și forța în ramura respectivă crește, brațul se reduce și momentul poate fi menținut astfel constant.

c) Sistemul cu roată de frictiune (fig. 129). În locul tamburilor este folosită o

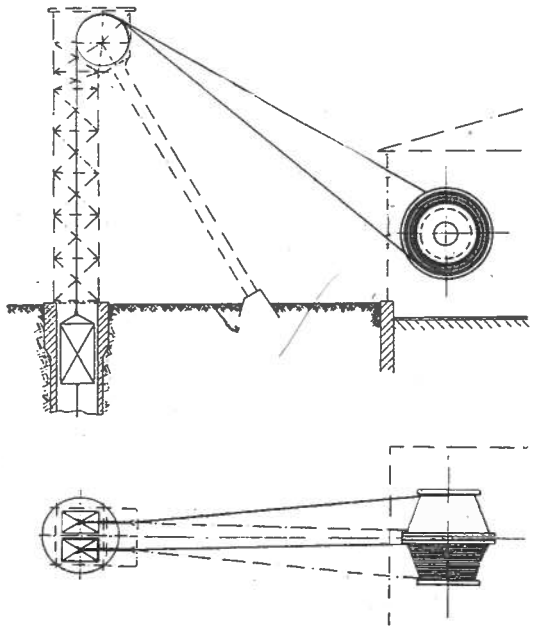


Fig. 128. Sistem de acționare cu tambur conic.

roată cu diametru mare, care prin frictiune antrenează cablul, la ale cărui extremități sînt fixate dispozitivele de ridicare. Ca și în cazul tamburilor cilindrici pentru echilibrare, se folosește un cablu special de echilibrare. Sistemul este simplu din punct de vedere mecanic, are însă dezavantajul că pentru o altă adîncime de ridicare trebuie schimbat cablul.

d) Sistem cu bobine (fig. 130). Înfășurarea cablului, executat sub formă plată, se face pe o bobină cu pereți înalți și cu o lățime egală cu lățimea cablului. Prin desfășurarea cablului, greutatea ramurii respective crește, în schimb brațul față de axul bobinei se reduce și astfel variațiile momentului de torsiune sînt reduse.

e) Ridicare directă. Mașina se află așezată în partea superioară a turnului și cuplează direct moleta, care se execută ca o roată de frictiune. Printr-o roată de conducere, una din ramurile cablului este adusă, față de cealaltă ramură, la distanța impusă de poziția dispozitivelor de ridicare (fig. 131).

Distanța dintre cele două ramuri ale cablului fiind de obicei mai mică decît diametrul moletei, prin introducerea roții de conducere se mărește și unghiul de înfășurare al cablului pe roata de frictiune, mărindu-se astfel siguranța funcționării. Sistemul prezintă însă și un dezavantaj, deoarece construcția turnului trebuie să susțină și greutatea mașinii de extracție, care la celelalte soluții este plasată pe sol la o anumită distanță de turn

La soluțiile la care antrenarea se face cu tamburi, distanța între turn și mașina de extracție se fixează astfel, ca unghiul format între cele două poziții extreme ale cablului pe tambur (fig. 132, *a*) să fie sub 3°. O anumită distanță minimă intervine de asemenea și în cazul antrenării cu roată de frictiune, cînd cele două molete sînt așezate una lîngă alta.

La instalațiile cu două ascensoare, cînd cele două mașini de extracție sînt plasate în aceeași clădire și se adoptă soluția de antrenare cu tamburi, din cauza lungimii tam-

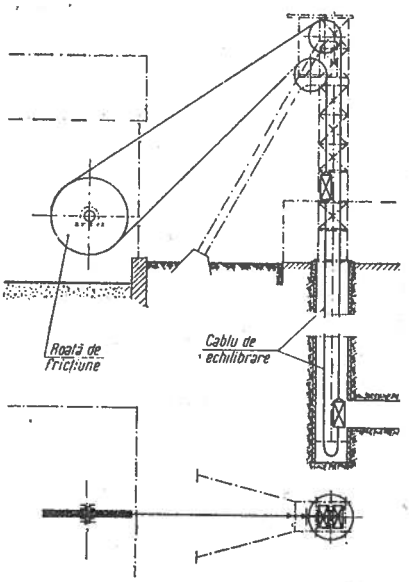


Fig. 129. Sistem de acționare cu roată de fricțiune.

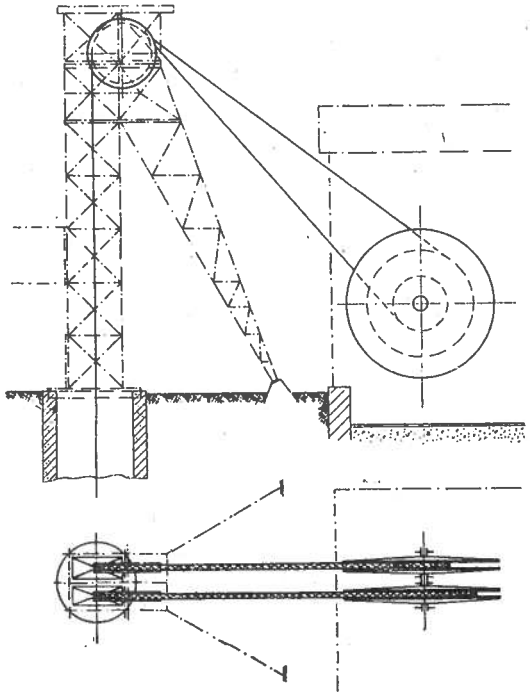


Fig. 130. Sistem de acționare cu bobine.

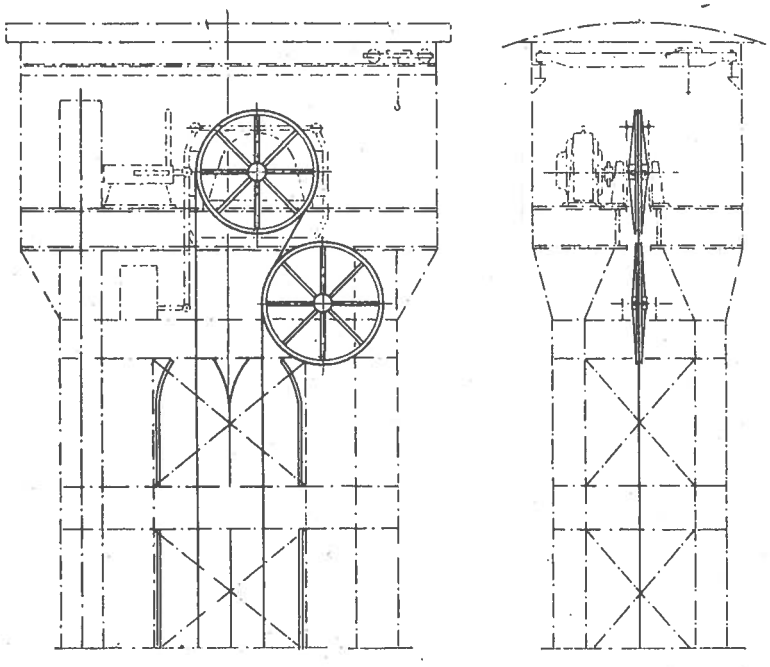


Fig. 131. Turn cu ridicare directă.

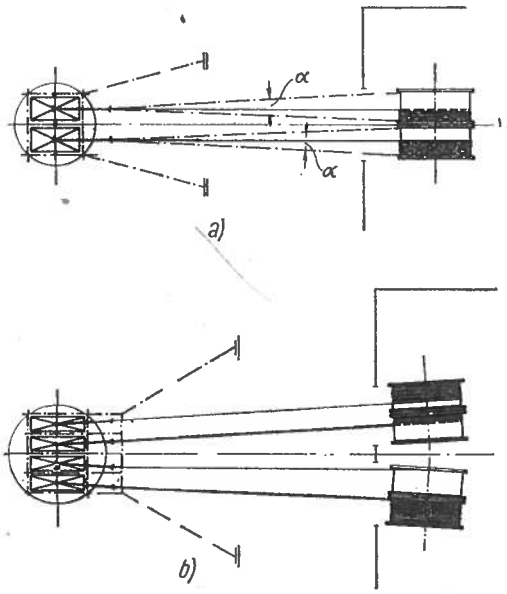


Fig. 132. Poziția mașinii de extracție față de turn: *a* — instalație cu un ascensor; *b* — instalație cu două ascensoare, cu molcțele la același nivel.

burilor şi a spaţiului minim dintre maşini, cele patru molete, în cazul aşezării la acelaşi nivel, nu pot fi paralele ci trebuie aşezate oblic (fig. 132).

Pentru a evita complicaţiile constructive care apar prin aşezarea oblică a moletelor, se recomandă aşezarea maşinilor de extracţie în clădiri separate şi care pot fi plasate pe aceeaşi axă, într-o parte şi alta a turnului (fig. 133, *a*) sau pe două axe perpendiculare (fig. 133, *b*).

Şi într-un caz şi în altul construcţia necesită două contrafise care, mai ales la soluţia din fig. 133, *b*, măresc rigiditatea spaţială a ansamblului

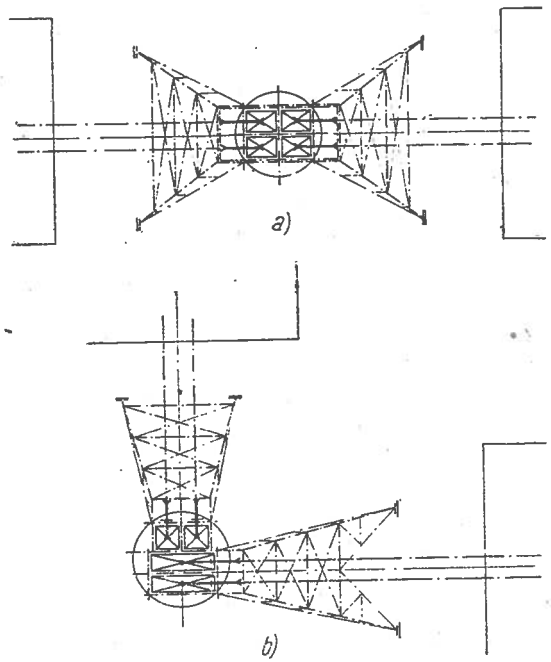


Fig. 133. Poziţia maşinii de extracţie faţă de turn:
a — instalaţie cu două ascensoare maşinile aşezate în două clădiri plasate pe aceeaşi axă; *b* — instalaţie cu două ascensoare, maşinile aşezate în două clădiri pe axe perpendiculare.

III. 1.1. Elementele turnului

Turnul de extracţie este format din corpul turnului, capul turnului şi contrafişă.

Corpul turnului reprezintă prelungirea puţului de mină deasupra solului. De corpul turnului sînt fixate ghidajele dispozitivelor de ridicat, dispozitivele pentru descărcarea automată precum şi dispozitivele de siguranţă care suportă utilajul în cazul ruperii cablului. În cele mai multe cazuri, corpul turnului susţine şi transmite fundaţiilor reacţiunile moletelor.

Dimensiunile transversale ale turnului se stabilesc în funcţie de gabaritul dispozitivului de ridicare, adăugîndu-se spaţii necesare pentru ghidaje şi pentru elementele care alcătuiesc feţele turnului.

Considerînd pentru ghidaje şi pentru lăţimea maximă a elementelor, (măsurată faţă de sistemul geometric al turnului), o distanţă necesară între 220 şi 250 mm în fiecare parte, dimensiunile teoretice ale secţiunii transversale (fig. 134), rezultă:

$$L_1 = m + 2(220 \div 250); \tag{3.1}$$

$$L_2 = n + a + 2(220 \div 250). \tag{3.2}$$

unde „*m*" şi „*n*" sînt dimensiunile în plan ale gabaritului utilajului de transport, iar „*a*" distanţa între axele cablurilor de ridicare.

Înălţimea turnului se stabileşte din relaţia:

$$h = h_1 + h_2 + h_3 + 0{,}6r, \tag{3.3}$$

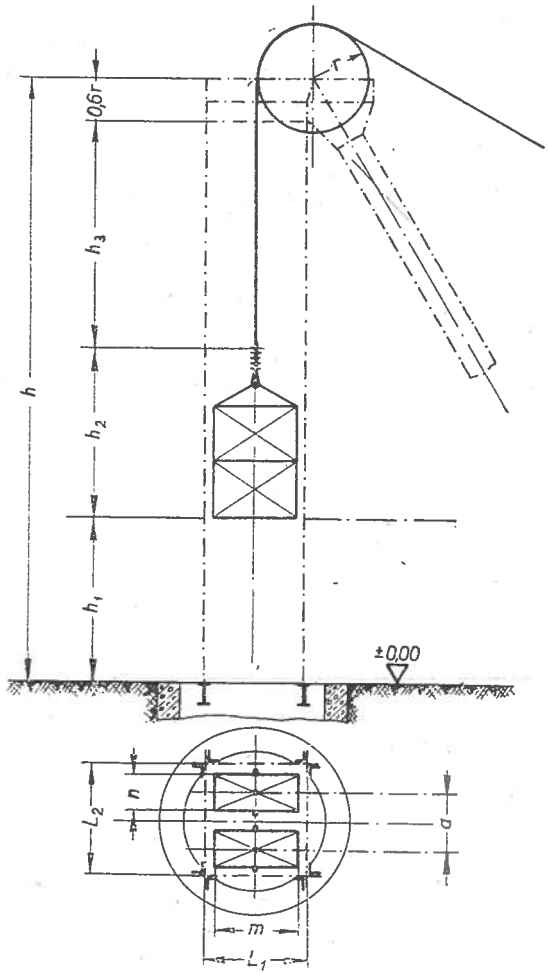


Fig. 134. Schemă pentru stabilirea înălţimii turnului.

unde:

h_1 este înălțimea de la gura puțului pînă la nivelul rampei de descărcare;

h_2 — înălțimea dispozitivului de transport, inclusiv lungimea legăturii cu cablul de ridicare;

h_3 — înălțimea spațiului de siguranță care se ia: de 4,0 m pentru ascensoare cu o viteză sub 3 m/s, de 6,0 m pentru ascensoare cu o viteză mai mare și minimum de 2,5 m pentru ascensoare cu schip sau cu colivii basculante.

r — raza moletei.

Pe capul turnului sînt rezemate lagărele moletei. Capul turnului poate să fie executat cu un singur nivel, atunci cînd cele două molete ale unui ascensor sînt așezate una lîngă alta, sau cu două nivele cînd moletele sînt așezate una sub alta.

Așezarea moletelor una sub alta are avantajul că încarcă turnul și contrafișa axial, pe cînd așezarea una lîngă alta, din cauza reacțiunilor diferite ale celor două molete, produce o încărcare excentrică și deci pereții turnului și ai contrafișei vor fi încărcați diferit. Așezarea moletelor una sub alta mărește însă înălțimea turnului. Tot pe construcția capului turnului este așezată și construcția metalică a acoperișului căsuței molelelor, care constituie în același timp un acoperămînt al turnului.

Din cauza dimensiunilor transversale relativ reduse, care rezultă din formulele (3.1) și (3.2), față de înălțimea turnului, forma acestuia trebuie să fie adaptată mărimii și acțiunii încărcărilor. În planul de acțiune al reacțiunilor moletelor, adaptarea se face prin majorarea lățimii turnului sau prin introducerea în construcție a unei bare înclinate, numită contrafișă.

Prima soluție are dezavantajul că introduce în sistemul turnului bare cu lungimi mari și care în majoritatea cazurilor se dimensionează după condiții de rigiditate. Soluția cu contrafișă evită acest inconvenient. Contrafișa, din cauza lungimii mari, va trebui să aibe o rigiditate mare față de axa de inerție minimă, pentru ca săgețile din greutatea proprie și din încărcarea cu vînt pe contrafișă să nu depășească săgețile admisibile și pentru ca dimensionarea la compresiune să fie în limitele economice, iar coeficientul de subțirime să nu depășească valorile date la pag. 174.

Ca încarcare importantă, perpendicular pe planul cablurilor de ridicare, este presiunea vîntului. Această încărcare este importantă mai ales cînd turnul este închis ermetic, fiind expusă astfel o suprafață mare presiunii vîntului. Închiderea ermetică a turnuiui este cerută de instalația de ventilație a minei, atunci cînd în turn se plasează ventilatoarele de absorbție a aeruiui viciat. Pentru preluarea acestei încărcări din vînt, de obicei nu este necesară o mărire a bazei turnului sau introducerea unor contrafișe.

În ceea ce privește materialele folosite, turnul de extracție poate fi complet metalic sau în construcție mixtă, atunci cînd corpul turnului este executat din beton armat, iar capul turnului și contrafișa, din oțel.

Procedeul mixt reduce evident consumul de oțel, mărește însă greutatea construcției, din care cauză rezemarea nu se mai poate face direct pe grinzi montate pe gaura puțului de mină ci pe cadre, ale căror fundații sînt depărtate de puț.

În fig. 135 este arătată o construcție mixtă. Fixarea ghidajelor, dispozitivelor de siguranță și de descărcare automată este mai dificilă la construcțiile mixte ca în cazul construcțiilor cu turn metalic. De asemenea, la acest procedeu timpul de execuție este mai îndelungat și influența tasărilor neegale este mai importantă și mai greu de înlăturat.

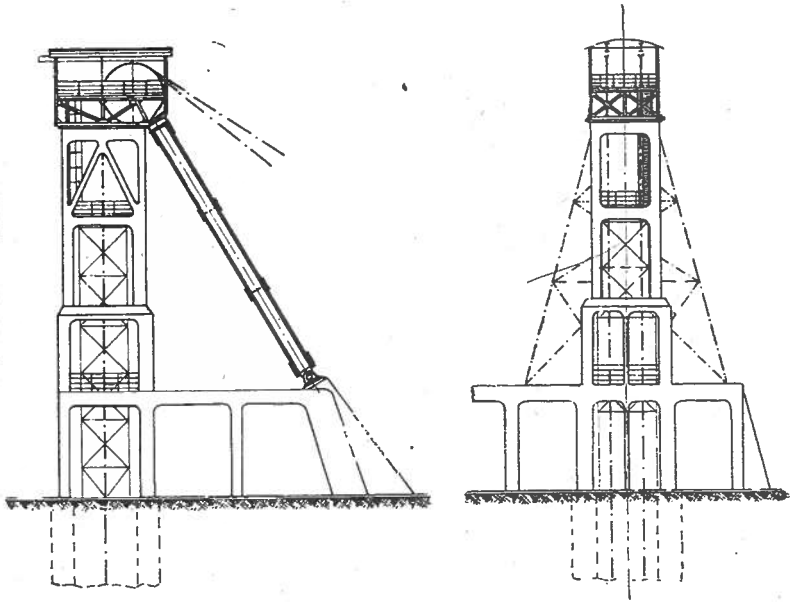


Fig. 135. Turn în construcție mixtă.

III. 2. SARCINI ȘI IPOTEZE DE CALCUL

Sarcinile care intervin sînt: greutatea proprie, presiunea vîntului, încărcarea cu zăpadă și încărcările care provin din ridicarea dispozitivului de transport.

III. 2.1. Greutatea proprie

Se apreciază sau se calculează cu formule empirice. Formulele stabilite de *G. L. Rosenblit* dau rezultate bune:

— pentru turnuri cu un ascensor $G = 0{,}22 \cdot h \sqrt{S_{max}}$

— pentru turnuri cu două ascensoare și o contrafișe: $G = 0{,}25 \cdot h \sqrt{S_{max}}$

— pentru turnuri cu două ascensoare și două contrafișe: $G = 0{,}30 \cdot h \sqrt{S_{max}}$

— pentru turnuri executate în construcție mixtă (turnul din beton armat, capul și contrafișa din oțel): $G = 0{,}16 \cdot h \sqrt{S_{max}}$

G reprezintă greutatea totală a construcției metalice, în t,

h — înălțimea totală a turnului, în m, iar

S_{max} — efortul de rupere al unui cablu, în t.

Această greutate totală se repartizează aproximativ:

35—40% pe capul turnului;
30—35% pe corpul turnului;
35—25% pe contrafișă;

și se împarte apoi uniform asupra nodurilor sistemului.

III. 2.2. Sarcini din vînt și zăpadă

Încărcările din vînt și zăpadă sînt cele prescrise în STAS 946-50 și 2867-51.

III. 2.3. Încărcări din ridicarea dispozitivului de transport

Aceste încărcări se transmit construcției ca reacțiuni ale moletelor (fig. 136).

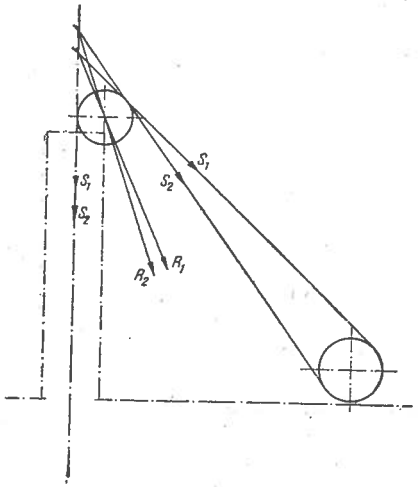


Fig. 136. Reacțiunile moletelor.

Cele două eforturi S din ramura verticală și din cea înclinată a cablului, dau o rezultantă care trece prin axul moletei și a cărei mărime și direcție rezultă din compunerea acestor două forțe. Cele două dispozitive de ridicare vor avea rezultante diferite ca mărime și ca direcție. Mărimea diferă din cauza încărcărilor verticale diferite, unul din dispozitive fiind încărcat și considerat la orizontul inferior, pe cînd al doilea dispozitiv fiind gol și la suprafață. Direcția celor două rezultante diferă, deoarece cele două ramuri ale cablului care merg la mașina de tracțiune au poziții diferite.

Efortul de tracțiune din cablu, denumit efort de regim normal, este egal cu:

$$S = 1{,}1\,(g_{cb} \cdot L_{cb} + g_{ec} \cdot L_{ec} + G_{dis} + P), \qquad (3.4)$$

unde:

g_{cb} și L_{cb} reprezintă greutatea pe metru și lungimea cablului, măsurată din axul moletei pînă la nivelul presupus al dispozitivului de ridicat;
g_{ec} și L_{ec} — greutatea pe metru și lungimea cablului de echilibrare;
G_{dis} — greutatea proprie a dispozitivului de ridicare;
P — încărcarea utilă.

Sporul de 10% este dat pentru acoperirea rezistențelor care apar la pornirea și la frînarea instalației.

În categoria încărcărilor excepționale se consideră:

a) Lovitura produsă de dispozitivul de ridicare pe grinda-tampon, care limitează spațiul de siguranță și care se poate produce din cauza unei neatenții în exploatare. Forța se ia egală cu efortul de rupere al unui cablu și solicită turnul la întindere.

b) Înțepenirea unui dispozitiv de ridicare. Această înțepenire se poate produce dintr-o defectare a dispozitivului, a glisierelor sau a șinelor de conducere. În cablul care urcă se consideră un efort egal cu efortul de rupere al cablului, iar în cel care coboară, o treime din acest efort.

La instalațiile cu mai multe ascensoare montate în același turn, numai un singur ascensor se consideră în această situație excepțională.

c) Lovitura produsă pe opritorii de siguranță, în cazul căderii unui dispozitiv de ridicare, din cauza ruperii cablului. Ca încărcare se consideră o forță egală cu de cinci ori efortul de regim normal.

III. 2.4. Ipoteze de calcul

Ca ipoteze de calcul intervin următoarele:

a) Ipoteză de calcul cu încărcări normale
— greutatea proprie;
— eforturi de regim normal în toate cablurile.

b) Ipoteză de calcul cu încărcări normale și accidentale
— greutatea proprie;
— eforturi de regim normal în toate cablurile;
— acțiunea vîntului;
— încărcarea din zăpadă.

c) Ipoteză de calcul cu încărcări excepționale

La ipoteza de calcul cu încărcări normale se adaugă una din încărcările excepționale.

De exemplu, pentru o instalație cu două ascensoare, în cazul înțepenirii dispozitivului de transport, se va lua:
— greutatea proprie;
— un cablu considerat cu efortul de rupere;
— cablul pereche, cu un efort egal cu o treime din efortul de rupere;
— cablurile celuilalt ascensor cu eforturile de regim normal.

III. 3. SISTEME CONSTRUCTIVE ALE TURNURILOR DE EXTRACȚIE

Din punct de vedere constructiv pot fi deosebite două sisteme diferite:

1. Sisteme la care cele două funcțiuni ale turnului de extracție, ghidarea dispozitivului de transport și susținerea moletelor sînt îndeplinite de elemente separate (fig. 137). Corpul turnului este o construcție independentă, îndeplinind numai rolul de conducere a dispozitivului de transport. În afară de greutatea proprie și încărcarea din vînt se calculează și la o sarcină egală cu de cinci ori efortul de regim normal din cablu. Susținerea moletelor este făcută de o construcție alăturată, separată de turn. În fig. 138 este arătată o soluție a aceluiași sistem, la care barele intermediare avînd lungimi mai mici, consumul de oțel se reduce, deoarece, aproape în majoritatea lor, aceste bare se dimensionează din condiții de rigiditate.

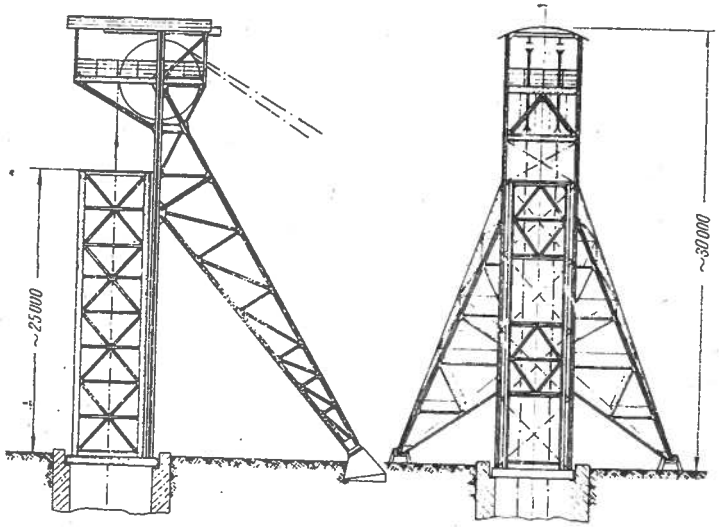


Fig. 137. Turn independent de construcția de susținere a moletelor.

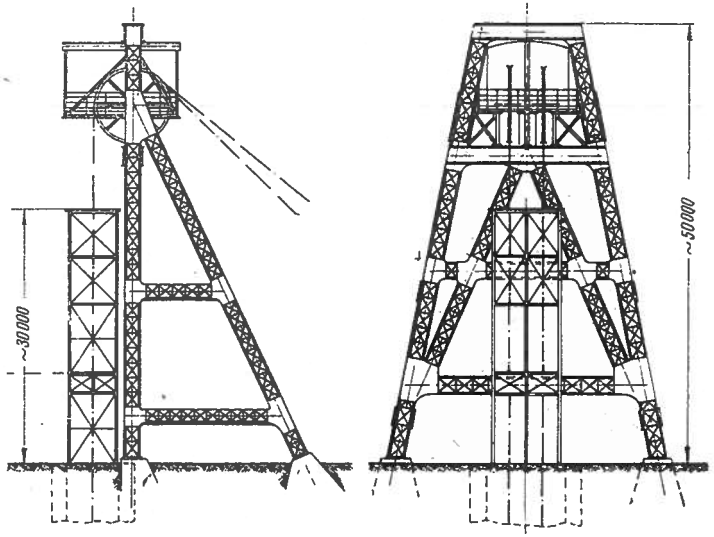


Fig. 138. Turn independent de construcția de susținere a moletelor.

2. Sisteme la care cele două funcțiuni sînt îndeplinite de aceleași elemente. De corpul turnului sînt fixate ghidajele dispozitivului de transport și în același timp turnul face parte din sistemul de susținere al moletelor. Această soluție este forma cea mai des întrebuințată și în cele mai multe cazuri reprezintă soluția cea mai economică. Capul turnului poate să fie fixat de turn, prinderea contrafișei făcîndu-se printr-o articulație (fig. 139, *a*) sau poate să fie fixat de contrafișe, rezemarea pe turn făcîndu-se printr-o articulație (fig. 139, *b*).

Soluția primă prezintă avantaje în ceea ce privește montajul. În cazul construcțiilor mixte, la care corpul turnului se execută din beton armat, iar capul și contrafișa din oțel, se folosește soluția din fig. 139, *b*.

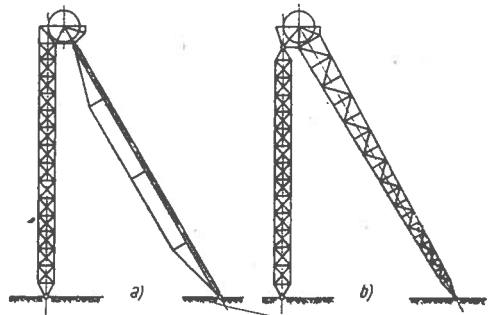


Fig. 139. Turn combinat cu construcția de susținere a moletelor:
a — capul turnului fixat de turn; *b* — capul turnului fixat de contrafișă

Din punct de vedere static, sistemul poate să fie static determinat sau nedeterminat. Sistemele static determinate, în cazul turnurilor de extracție, prezintă un interes deosebit, deoarece, așa cum se știe, repartizarea și mărimea eforturilor interioare nu este influențată de eventualele tasări ale reazemelor. În regiunile miniere, din

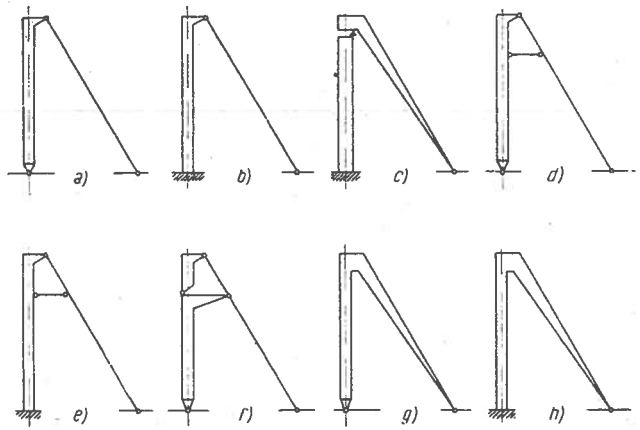


Fig. 140. Schemele sistemelor statice.

cauza deranjamentelor produse în straturile inferioare prin diferite săpături de puțuri și galerii, apariția unor tasări importante este obișnuită. Este evident că, în cazul unor tasări mari, chiar folosind sisteme static determinate, exploatarea nu poate fi menținută fără o renivelare a întregii instalații.

În fig. 140 sînt arătate schematic sistemele statice ale turnurilor de extracție.

Soluția „*a*" reprezintă un sistem static determinat, iar soluția „*b*", un sistem odată static nedeterminat. Diferența între cele două sisteme constă în modul de prindere al turnului de grătarul de grinzi, așezat pe gura puțului. Soluția „*c*", de asemenea un sistem static determinat, poate fi aplicată în

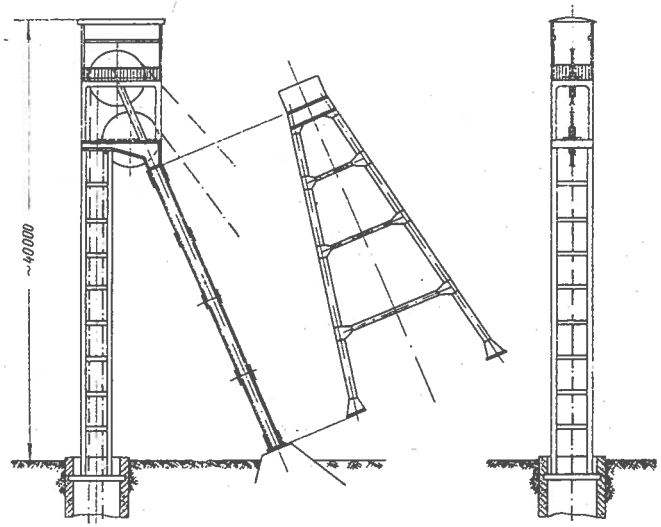


Fig. 141. Sistem format din bare rigide.

special în cazul construcțiilor combinate din oțel și beton armat. Soluțiile „*d*" și „*e*" sînt odată, respectiv de două ori static nedeterminate.

Rigla orizontală apare ca necesară cînd moletele se așază una sub alta. Un sistem static determinat pentru acest caz îl constituie soluția „*f*". De asemenea, odată, respectiv de două ori static nedeterminate, în funcție de modul de prindere al turnului în reazemul inferior, sînt sistemele „*g*" și „*h*", la care prinderea capului de contrafișe și de turn este făcută rigid.

Elementele componente ale construcției: turnul, capul și contrafișa, pot fi executate cu zăbrele sau formate din bare rigide.

În cazul construcțiilor cu zăbrele, fețele turnului sînt sisteme plane static determinate sau nedeterminate, după sistemul de împărțire interioară. La unele fețe, în anumite panouri, diagonalele vor trebui să lipsească, pentru a creia goluri de acces în turn, cerute de exploatare. De exemplu, astfel de goluri vor trebui să existe la nivelul rampei de descărcare, (la ascensoarele cu colivii), în regiunea de descărcare a schipului, sau la nivelul terenului, pentru a permite introducerea unor utilaje mai mari în mină. În aceste panouri barele trebuie întărite, pentru că în afară de eforturile axiale apar și momente de încovoiere, panoul transformîndu-se într-un cadru, considerat de obicei dublu încastrat. Din acest punct de vedere construcțiile executate din bare rigide prezintă avantajul unei uniformități mai mari și se pretează mai bine la o tipizare a elementelor. De asemenea sistemul este mai indicat pentru construcțiile sudate (fig. 141).

Capul turnului este format dintr-un grătar de grinzi longitudinale și transversale. Pe grinzile longitudinale sînt fixate lagărele moletelor. Grinzile transversale, pe care se reazemă cele longitudinale, sînt așezate în pla-

nul fețelor turnului și al contrafișei, nivelul lor fiind determinat de gabaritul moletelor.

Așa cum se vede din fig. 142, grinzile transversale 1 și 3 pot fi plasate la același nivel cu grinzile longitudinale, iar grinda 2 sub grinzile longitudinale. Grinzile longitudinale pot fi executate ca grinzi cu zăbrele sau cu inimă plină. În primul caz, sistemul va trebui astfel ales, ca în barele componente să existe numai eforturi axiale.

Grinzile transversale se execută de obicei cu inimă plină, avînd ca deschidere distanța dintre cele două fețe ale turnului, paralele cu planurile cablurilor de ridicare. În cazul cînd această distanță este mare, deschiderea grinzilor transversale se poate reduce prin introducerea unui punct de sprijin intermediar, format de diagonalele feței respective a turnului în planul căreia se află grinda transversală.

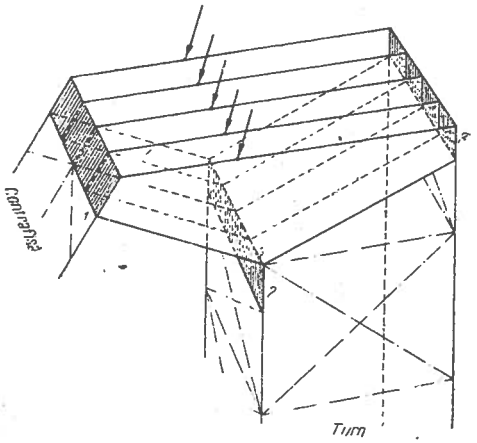


Fig. 142. Capul turnului.

În fig. 143 sînt arătate diferite soluții privind așezarea și sistemul grinzilor transversale. La soluția „*a*", cele două molete sînt așezate la același nivel. Soluția „*b*" reprezintă același caz, grinda transversală avînd însă un reazem intermediar. În soluția din fig. 143, *c*, cele două molete sînt așezate una sub alta, iar soulția din fig. 143, *d* reprezintă cazul unei instalații cu două ascensoare, trei molete fiind așezate la un nivel, iar a patra, la un nivel inferior. Deoarece grinzile transversale se dimensionează numai la încărcări care acționează în planul lor, este necesară introducerea unei contravîntuiri orizontale, care se plasează la nivelul tălpilor inferioare ale grinzilor longitudinale. La nivelul superior se montează o platformă de lucru, necesară întreținerii și reparațiilor moletelor. La alegerea sistemului contravîntuirii și grinzilor platformei, trebuie să se țină seama de poziția cablurilor verticale, pentru care se vor lăsa găuri în platformă. În fig. 144 sînt arătate diferite sisteme ale acestor contravîntuiri și platforme.

Pe grinzile de margine ale capului turnului se reazemă pereții căsuței moletelor. De fermele acoperișului este fixată, deasupra moletelor, cîte o grindă I, pe care rulează un dispozitiv de ridicare, care servește la montarea și repararea moletelor.

În fig. 145 este arătată construcția unui turn de extracție pentru două ascensoare, fără contrafișă.

Construcția de susținere este formată din două cadre cu zăbrele. Pe grinzi cu zăbrele, aflate în planul stîlpilor, sînt rezemate grinzile cu zăbrele care susțin mașina de extracție și moletele.

În interiorul acestei construcții de rezistență se află un al doilea turn, care are rolul de a susține ghidajele dispozitivului de transport în afara puțului. Sistemul are avantajul că ocupă o suprafață mult mai mică ca sistemul turn cu contrafișă; în schimb, construcția este mult mai grea. Presiunile

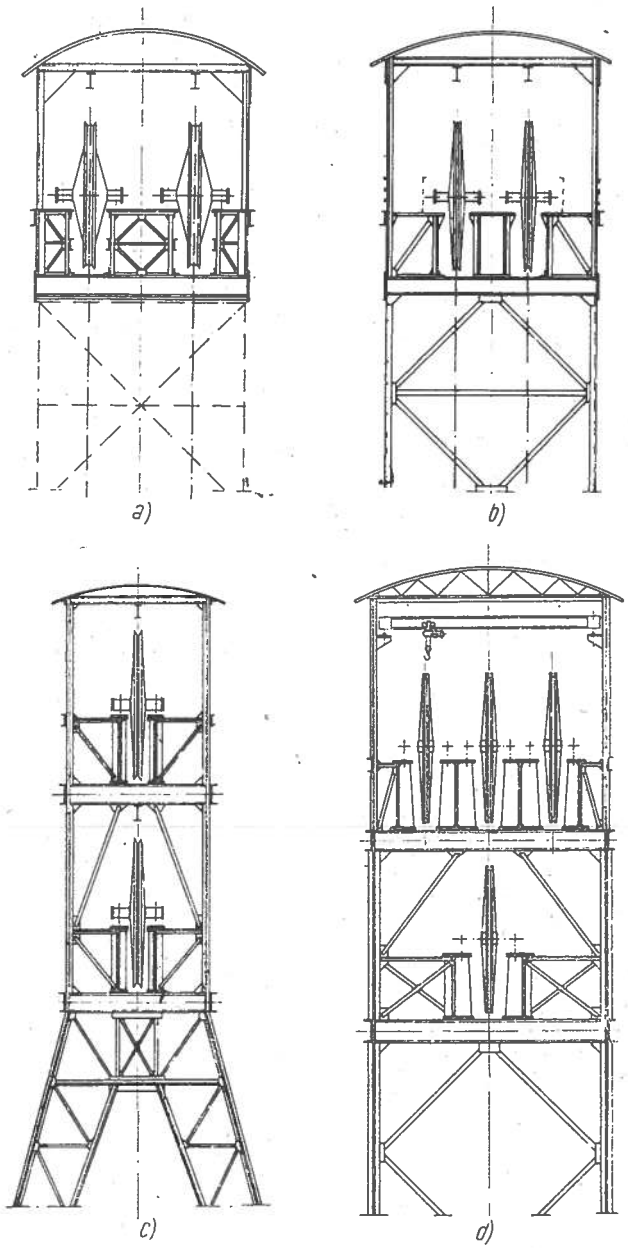


Fig 143. Soluții de așezare a moletelor:
a — două molete la același nivel; *b* — două molete la același nivel, grinda de reazem susținută intermediar; *c* — două molete așezate una sub alta; *d* — soluție pentru patru molete.

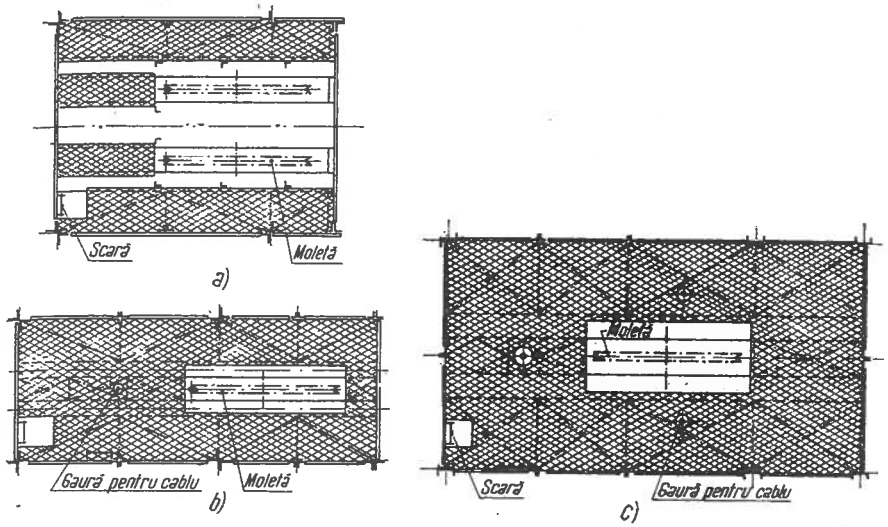


Fig. 144. Contravîntuiri și platforme de lucru:
a — sistemul contravîntuirii pentru cazul de așezare a moletelor din fig. 143, *a* și 143, *b*; *b* — sistemul pentru cazul din fig. 143, *c*; *c* — sistemul pentru cazul din fig. 143, *d*.

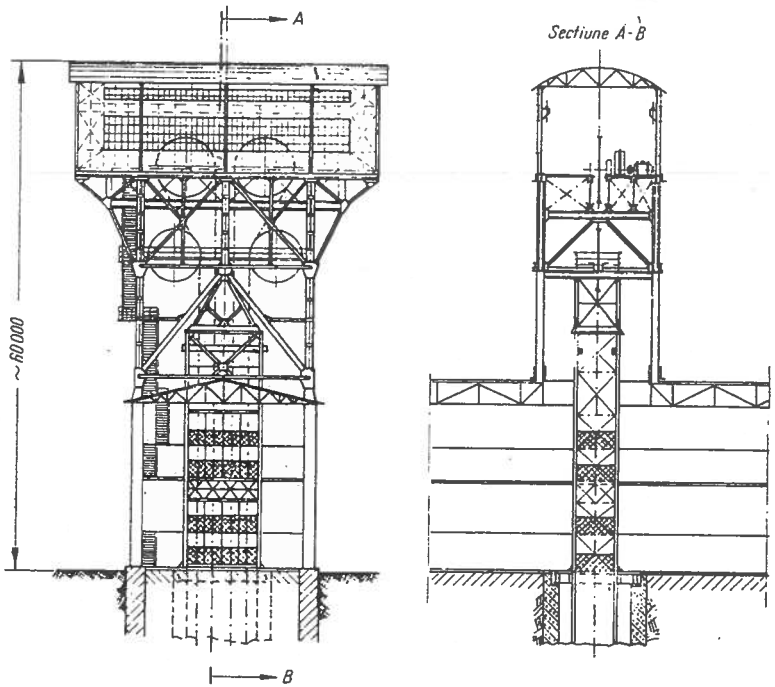


Fig. 145. Turn fără contrafișă. Instalație pentru două ascensoare.

pe fundații sînt mult mai mari și trebuie luate măsuri constructive corespunzătoare pentru evitarea tasărilor, al căror efect defavorabil pentru exploatare și rezistența construcției poate fi înlăturat mai greu decît în cazul turnurilor cu contrafișe.

III. 4. CALCULUL SISTEMULUI ȘI AL ELEMENTELOR CONSTRUCȚIEI

Calculul începe cu stabilirea sarcinilor. Pentru greutatea proprie se folosesc formulele date la pag. 153. Pentru vînt se ia presiunea prescrisă de norme, ca suprafață bătută de vînt considerîndu-se suprafața întreagă a dreptunghiului închis de conturul exterior al turnului. Aceasta va permite o închidere etanșe ulterioară a turnului, cînd această închidere nu se execută de la început.

Efortul de regim normal în cablu se stabilește din formula (3.4), iar efortul de rupere din relația:

$$S_{max} = A_{cb} \cdot \sigma_r , \qquad (3.5)$$

unde A_{cb} este secțiunea nominală a cablului, iar σ_r rezistența de rupere a materialului din care este confecționat cablul.

Secțiunea cablului se determină plecînd de la efortul de regim normal și luînd în considerație un coeficient de siguranță egal cu 6,5 pentru ascensoarele de materiale și egal cu 9,0, cînd cu aceste ascensoare se transportă și persoane.

Așa cum s-a arătat în fig. 136, eforturile S din cele două ramuri ale unui cablu dau o rezultantă R, care se transmite grinzilor longitudinale prin lagărele moletelor. La calculul grinzilor longitudinale, atunci cînd sînt rezemate pe trei grinzi transversale, se poate neglija influența elasticității reazemelor, deoarece grinzile transversale au față de deschiderea lor o înălțime mare și deci vor avea deformații mici. Grinzile transversale vor prelua reacțiunile grinzilor longitudinale și se vor calcula ca grinzi simplu rezemate, sau ca grinzi continue pe trei reazeme, cînd există un reazem intermediar. Reacțiunile grinzilor transversale apar ca forțe exterioare, în punctele lor de reazem, în sistemul de rezistență turn-contrafișe, reprezentat prin cele două fețe paralele cu planul încărcărilor. Rezultanta acestor reacțiuni este însă o forță care are aceeași direcție ca rezultanta reacțiunilor pe care moletele le exercită asupra grinzilor longitudinale. Mărimea ei, asupra sistemului *1*, de exemplu, se poate obține direct din repartizarea reacțiunilor moletelor proporțional cu distanțele față de sistemul *2* și invers proporțional cu distanța dintre cele două sisteme. Cu alte cuvinte, aceste rezultante pot fi obținute ca reacțiuni ale unei grinzi fictive, simplu rezemate, care trece prin axul moletelor. Pentru simplificarea calculelor este admisibil ca cele două rezultante. R_1 și R_2 ale unei perechi de molete, care așa cum s-a spus la pag. 154, au direcții și mărimi diferite, să fie înlocuite prin două forțe R, egale cu semisuma forțelor R_1 și R_2 și avînd ca direcție bisectoarea unghiului dintre cele două forțe R_1 și R_2 (fig. 146).

Pentru o instalație cu două ascensoare, calculul va trebui întocmit pentru următoarele sarcini:

1. Greutatea proprie.
2. Încărcarea cu zăpadă.

3. Vîntul acționînd dinspre contrafișă.
4. Vîntul acționînd spre contrafișă.
5. Vîntul acționînd perpendicular pe planul turn-contrafișă.
6. Încărcări din ridicarea dispozitivului de transport: toate cablurile cu efortul de regim normal.
7. Cablul *1* cu efortul de rupere, cablul *2*, pereche, cu un efort egal cu 1/3 din efortul de rupere, iar celelalte două cabluri cu eforturi de regim normal.
8. Situația de mai sus inversată, în ceea ce privește cablurile *1* și *2*.

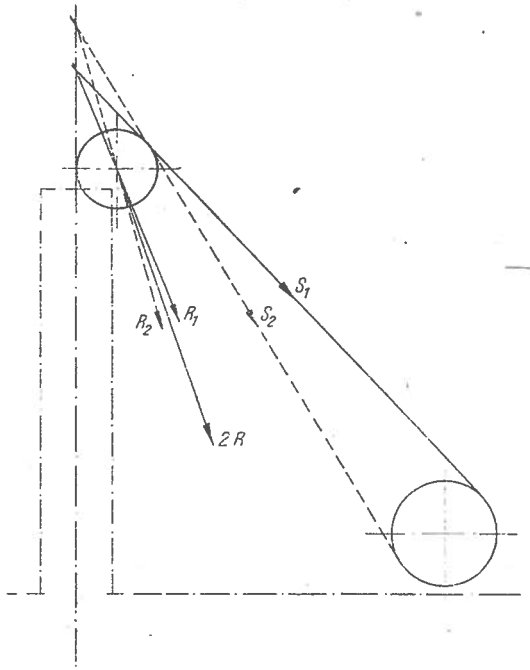


Fig. 146. Reacțiunea totală a moletelor.

9. Cablurile *1* și *2* cu eforturi de regim normal, cablul *3* cu efort de rupere și cablul *4* cu un efort egal cu 1/3 din efortul de rupere.
10. Situația de mai sus inversată, în ceea ce privește cablurile *3* și *4*.
11. Lovitura produsă pe grinda tampon de un dispozitiv de transport, egală cu efortul de rupere dintr-un cablu. Pentru o anumită față a turnului se consideră că lovitura este produsă de dispozitivul de transport cel mai apropiat de fața respectivă.
12. Lovitura produsă prin căderea unui dispozitiv de transport pe opritorii de siguranță, egală cu de cinci ori efortul de regim normal. Pentru o anumită față a turnului se consideră că lovitura este produsă de dispozitivul cel mai apropiat de fața respectivă.

Pentru încărcările provenite din ridicarea dispozitivului de transport, trecute sub numerele 6, 7, 8, 9 și 10, calculul sistemului de rezistență se face o singură dată pentru una din ipotezele de încărcare. Pentru alte ipoteze de

încărcare, rezultatele se obțin direct din primul calcul, printr-o simplă înmulțire cu raportul P_6/P_7, unde P_6 reprezintă forța exterioară corespunzătoare încărcării trecută la numărul 6, iar P_7 reprezintă ipoteza de încărcare pentru care s-a întocmit calculul.

III. 4. 1. Sisteme static determinate

Sistemele turn-contrafișe, static determinate, așa cum s-a arătat în fig. 140, sînt în general cadre cu trei articulații. Se determină mai întîi reacțiunile din articulațiile de reazem. Pentru aceasta se recomandă metoda grafico-analitică, mărimea reacțiunii rezultînd dintr-o ecuație de momente față de cealaltă articulație de reazem, iar brațele forțelor exterioare, față de această articulație, măsurîndu-se într-un desen întocmit la scară. Determinarea eforturilor în bare se poate face grafic sau analitic. La sistemele static nedeterminate, datorită împărțirii interioare a zăbrelelor, de exemplu cazul sistemelor cu diagonale încrucișate, se admite repartizarea forței tăietoare în mod egal asupra celor două diagonale din panou.

În fig. 147 este arătat calculul grafic al unui sistem static determinat exterior, cu diagonale încrucișate (static nedeterminat interior). Reacțiunile de rezemare au fost deduse, așa cum s-a arătat mai sus, pentru o încărcare P din ridicarea dispozitivului de transport.

Calculul grafic se face separat pentru sistemele I și II, static determinate exterior, în care a fost descompus sistemul cu diagonale încrucișate. Pentru sistemele I și II încărcarea se consideră, pe jumătate.

Efortul final de dimensionare pentru o bară care face parte din ambele sisteme se obține însumînd eforturile pentru bara respectivă din sistemele I și II.

În cazul cînd articulația inferioară este înlocuită printr-un patrulater, aflarea reacțiunilor se poate face grafic cu metoda Culmann de descompunere a unei forțe după trei direcții (fig. 148).

III. 4. 2. Sisteme static nedeterminate

Ca metodă de calcul a sistemului static nedeterminat se folosește metoda forței. Calculul are următoarele etape:

1. Se aleg ca necunoscute mărimi statice ca: eforturi axiale, reacțiuni, momente etc., numărul lor fiind egal cu gradul de nedeterminare statică, cu condiția ca sistemul principal, care rezultă prin anularea necunoscutelor, să fie un sistem stabil.

2. Se fac toate necunoscutele egale cu zero și se calculează din încărcările exterioare, pe rînd, deplasările sau rotirile (în cazul cînd necunoscuta este un moment), punctelor unde acționează necunoscutele și după direcțiile lor.

Se obțin astfel:

— pentru greutatea proprie: δ_{1g}, δ_{2g}, ...
— pentru acțiunea vîntului: δ_{1v}, δ_{2v}, ...
— pentru încărcările din ridicarea dispozitivului de transport: δ_{1p}, δ_{2p}...

O anumită deplasare, pentru cazul sistemelor cu zăbrele, se calculează din relația:

$$\delta_{1g} = \sum_{1}^{n} N_g^0 \cdot N_1 \cdot \frac{l}{EA}, \qquad (3.6)$$

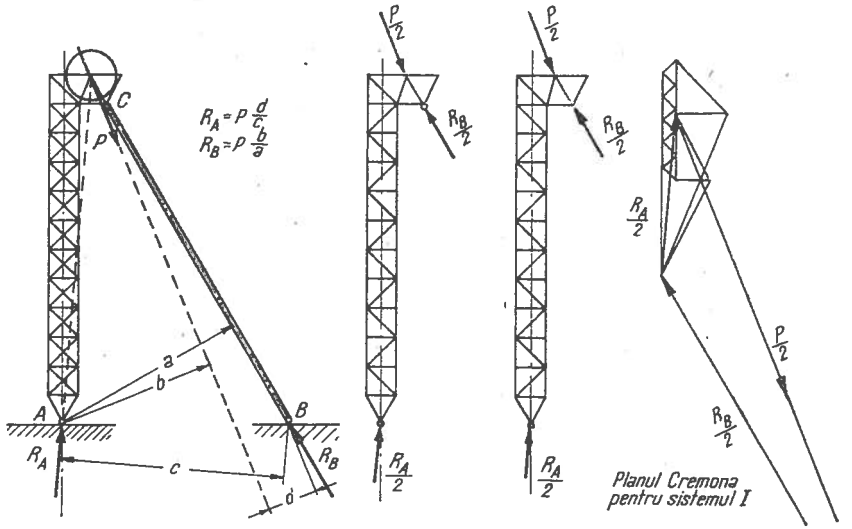


Fig. 147. Calculul grafic al unui sistem static determinat.

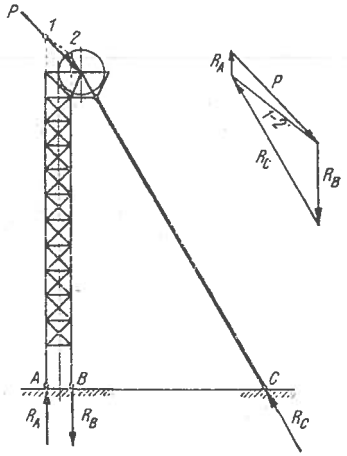


Fig. 148. Determinarea reacțiunilor.

unde:

N_g^0 este efortul în bare din încărcarea g;

N_1 — efortul în bare din încărcarea unitară virtuală, care acționează în punctul și după direcția după care vrem să calculăm deplasarea;

l — lungimea barei;

A — secțiunea barei.

Suma se extinde asupra tuturor barelor sistemului.

În cazul sistemelor formate din bare rigide, deplasarea se obține din:

$$\delta_{1g} = \sum \int_0^l M_g^0 \cdot M_1 \frac{dx}{EJ} + \sum \int_0^l N_g^0 \cdot N_1 \frac{dx}{EA}, \tag{3.7}$$

unde:

M_g^0 și N_g^0 reprezintă momentul și forța axială într-o anumită secțiune, din încărcarea g, în sistemul principal;

M_1 și N_1 momentul și forța axială în aceeași secțiune din încărcarea unitară virtuală care acționează în punctul și după direcția după care vrem să calculăm deplasarea.

J și A — momentul de inerție și secțiunea barei respective.

Însumarea se face de-a lungul tuturor barelor sistemului.

3. Se fac pe rînd necunoscutele egale cu —1 și se calculează deplasările:

— din încărcarea $X_1 = -1$ $\quad \delta_{11}, \delta_{12}, \ldots$

— din încărcarea $X_2 = -1$ $\quad \delta_{22}, \delta_{21}, \ldots$

unde în cazul sistemelor cu zăbrele:

$$\delta_{11} = \sum_1^n N_1^2 \frac{l}{EA}; \quad \delta_{12} = \sum_1^n N_1 \cdot N_2 \frac{l}{EA}, \tag{3.8}$$

iar în cazul sistemelor din bare rigide:

$$\delta_{11} = \sum \int_0^l M_1^2 \frac{dx}{EJ} + \sum \int_0^l N_1^2 \frac{dx}{EA}. \tag{3.9}$$

4. Se exprimă, în funcție de mărimea necunoscutelor, deplasările elastice ale punctelor unde acționează necunoscutele și după direcția lor. De exemplu, dacă necunoscuta X reprezintă un efort axial dintr-o bară cu lungime l și secțiunea A, deplasarea elastică va fi:

$$\Delta_1 = \pm \frac{X \cdot l}{EA}. \tag{3.10}$$

Semnul + sau — se ia în funcție de sensul forței X.

5. Se stabilește sistemul de ecuații elastice pentru fiecare încărcare în parte. Pentru cele n necunoscute se obține un sistem de n ecuații liniare de forma:

$$\begin{aligned} X_1\delta_{11} + X_2\delta_{12} + \ldots &= \delta_{1g} - \Delta_1 \\ X_1\delta_{21} + X_2\delta_{22} + \ldots &= \delta_{2g} - \Delta_2 \\ \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots & \\ X_1\delta_{n1} + X_2\delta_{n2} + \ldots\ X_n \cdot \delta_{nn} &= \delta_{ng} - \Delta_n. \end{aligned} \tag{3.11}$$

Din rezolvarea sistemului de ecuații se obține mărimea necunoscutelor X.

6. O anumită mărime statică din sistemul static nedeterminat, efort axial, reacțiune, moment etc., se calculează din relația:

$$\begin{aligned} N_n &= N_n^0 - N_{n1} \cdot X_1 - N_{n2} \cdot X_2; \\ M_n &= M_n^0 - M_{n1} \cdot X_1 - M_{n2} \cdot X_2. \end{aligned} \tag{3.12}$$

unde:

N_n^0 și M_n^0 reprezintă valoarea mărimii statice respective în sistemul principal din încărcarea exterioară;

N_{n1} și M_{n1} — valoarea mărimii statice respective din încărcarea sistemului principal cu $X_1 = -1$ și N_{n2} și M_{n2} din încărcarea $X_2 = -1$.

Calculul se întocmește în tabele, a căror formă și întrebuințare vor fi arătate în exemplul următor:

Exemplul 3.1. Sistemul și dimensiunile turnului de extracție rezultă din fig. 149. Transportul se face cu colivii cu două etaje, în care intră 4 vagonete sau 35 persoane.

1. *Efortul de regim normal și efortul de rupere în cablu.*

Felul încărcării	Transport de minereu	Transport de persoane
Greutatea coliviei	4 500 kg	4 500 kg
800 m cablu a 12 kg/m . . .	9 600 kg	9 600 kg
Dispozitivul de fixare . . .	1 000 kg	1 000 kg
Cablu de echilibrare	400 kg	400 kg
4 vagonete a 500 kg . . .	2 000 kg	
Sarcina utilă 4×800 kg . . .	3 200 kg	
35 persoane a 75 kg		2 620 kg
Uși de siguranță		200 kg
	20 700 kg	18 320 kg

Se alege un cablu, ∅ 58 mm, cu o secțiune nominală de 11,25 cm², executat dintr-un material cu o rezistență de rupere de 18 t/cm².

Efortul de rupere este:

$$S_{max} = 11{,}25 \times 18{,}0 = 202{,}5\ t.$$

Coeficientul de siguranță va fi:

— în cazul transportului de material $c_m = \frac{202{,}5}{1{,}10 \times 20{,}70} = 8{,}9 > 6{,}5$;

— în cazul transportului de persoane $c_p = \frac{202{,}5}{1{,}10 \times 18{,}32} = 10 > 9$.

Efortul de regim normal va fi:

$$S = 1{,}10 \times 20{,}7 = 22{,}77\ t.$$

Sistemul este odată static nedeterminat; ca necunoscută se alege efortul axial din contrafișă. Calculul se va întocmi pentru ridicarea dispozitivului de transport, presupu-

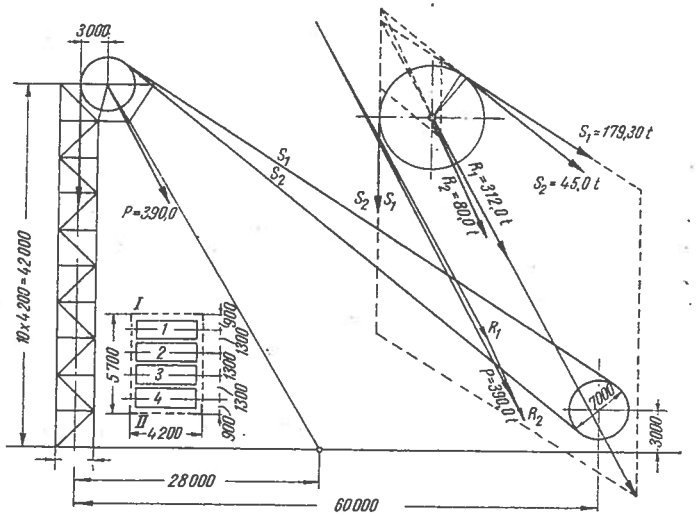


Fig. 149. Sistem static nedeterminat. Încărcarea din reacțiunile moletelor.

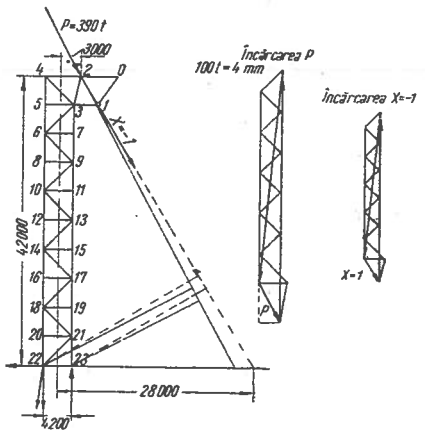


Fig. 150. Determinarea eforturilor în bare în sistemul principal.

nînd dispozitivul nr. 1 de lîngă peretele care se calculează, înțepenit. Asupra peretelui I, ca încărcări, în acest caz vom avea:

— din dispozitivul nr. 1 $202{,}5\,\frac{4{,}80}{5{,}70}=170{,}50$ t;

— din dispozitivul nr. 2 $\frac{1}{3}\,202{,}5\,\frac{3{,}50}{5{,}70}=41{,}40$ t;

— din dispozitivul nr. 3 $22{,}77\,\frac{2{,}20}{5{,}70}=8{,}80$ t;

— din dispozitivul nr. 4 $22{,}77\,\frac{0{,}90}{5{,}70}=3{,}60$ t;

Așa cum este arătat în fig. 149, dispozitivele *1* și *3*, care au reacțiunile moletelor în același plan, vor da o rezultantă în peretele *I*, R_1 de 312,0 t, iar dispozitivele *2* și *4* vor da reacțiunea R_2 de 80,0 t. Tot în fig. 149 sînt determinate grafic mărimea și direcția rezultantei acestor două forțe *R*, notată cu *P* și egală cu 390,0 t.

Eforturile în bare, din încărcarea exterioară *P* și din încărcarea virtuală $X=-1$, rezultă din epurele Cremona desenate în fig. 150.

Tabela 19

Calculul eforturilor

Bara	l cm	$\frac{A_c}{A}$	N_p° t	N_1	$N_1 \cdot l\,\frac{A_c}{A}$	$N_p^\circ \cdot N_1 l\,\frac{A_c}{A}$	$N_1 N_1 l\,\frac{A_c}{A}$	$-XN_1$	N t
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
2— 4	510	5,0	+ 257	+0,68	1 735	446 000	1 180	— 248	+ 9
4— 5— 6	840	1,5	+ 257	+0,68	857	220 000	582	— 248	+ 9
6— 8—10	840	1,3	+ 623	+1,69	1 845	1 150 000	3 120	— 617	+ 6
10—12—14	840	1,2	+ 993	+2,73	2 750	2 735 000	7 510	— 995	— 2
14—16—18	840	1,0	+1 367	+3,77	3 170	4 340 000	11 980	−1 375	— 8
18—20—22	840	1,0	+1 737	+4,81	4 050	7 020 000	19 450	−1 755	— 18
3— 7— 9	840	1,5	— 800	−2,00	−2 520	2 016 000	5 040	+ 730	— 70
9—11—13	840	1,3	−1 170	−3,03	−3 310	3 870 000	10 020	+1 100	— 70
13—15—17	840	1,2	−1 540	−4,07	−4 100	6 320 000	16 700	+1 485	— 55
17—19—21	840	1,0	−1 910	−5,11	−4 300	8 220 000	22 000	+1 865	— 45
21—23	420	1,0	−2 280	−6,15	−2 580	5 880 000	15 850	+2 245	— 35
1— 2	480	0,2	—	+1,00	−96	—	96	— 365	—365
2— 3	440	5,0	— 363	−0,96	−2 120	770 000	2 035	+ 351	— 12
3— 4	594	5,0	— 363	−0,96	−2 845	1 032 000	2 730	+ 351	— 12
3— 6	594	5,0	+ 261	+0,72	−2 140	558 000	1 540	— 263	— 2
6— 9	594	4,0	— 261	−0,72	−1 710	446 000	1 230	+ 263	+ 2
9—10	594	4,0	+ 261	+0,72	−1 710	446 000	1 230	— 263	— 2
10—13	594	4,0	— 261	−0,72	−1 710	446 000	1 230	+ 263	+ 2
13—14	594	4,0	+ 261	+0,72	−1 710	446 000	1 230	— 263	— 2
14—17	594	3,0	— 261	−0,72	−1 285	335 000	925	+ 263	+ 2
17—18	594	3,0	+ 261	+0,72	−1 285	335 000	925	— 263	— 2
18—21	594	3,0	— 261	−0,72	−1 285	335 000	925	+ 263	+ 2
21—22	594	3,0	+ 261	+0,72	−1 285	335 000	925	— 263	— 2
					Total	47 701 000	128 453		

$$E\cdot A_c\cdot \Delta_1 = -X\cdot L\cdot \frac{A_c}{A_{contrafișă}} = -X\cdot 4\,400\cdot 0{,}1 = -440\cdot X;$$

$$X=\frac{47\,701\,000}{128\,453-440}=365\ t.$$

In tabela 19 sînt apreciate, în coloana 3, secţiunile barelor care alcătuiesc sistemul. Această apreciere se face avînd în vedere instalaţii asemănătoare deja executate. Dacă nu există astfel de date pentru un prim calcul, se poate neglija influenţa barelor intermediare, iar picioarele turnului se consideră cu o secţiune constantă. Secţiunea contrafişei poate fi apreciată, făcînd o primă dimensionare a tălpii din sistemul I pentru un efort egal cu P.

Calculul se consideră definitiv cînd secţiunile apreciate nu diferă cu mai mult de 20% de cele definitive. În tabela de calcul s-a lucrat cu raportul între o secţiune constantă şi secţiunea barei respective.

În ultima coloană a tabelei sînt trecute eforturile în barele sistemului static nedeterminat. Pentru alte combinaţii de încărcări, din ridicarea dispozitivului de transport eforturile se obţin direct, aşa cum s-a arătat la pag. 164.

III. 4. 3. Calculul cadrelor din pereţii turnului

Din motivele arătate, în anumite panouri ale feţelor turnului diagonalele trebuie să lipsească. Pentru ca sistemul să rămînă stabil, picioarele turnului vor trebui să formeze cu partea superioară şi inferioară un cadru (fig. 151, *a*).

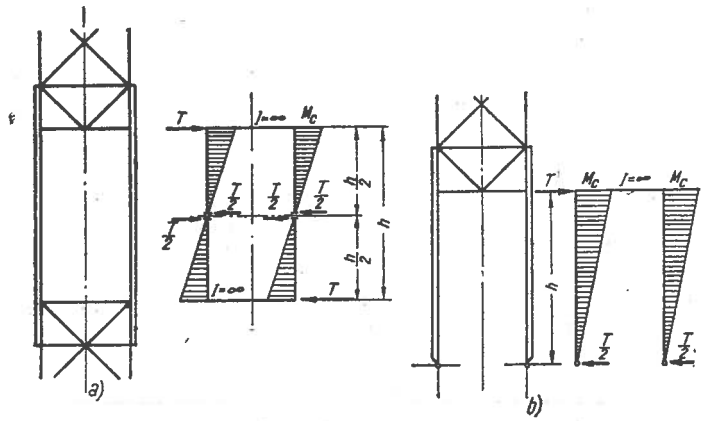


Fig. 151. Cadre în pereţii laterali ai turnului:
a — cadru superior; *b* — cadru inferior.

Considerînd rigla superioară şi cea inferioară a acestui cadru de rigiditate infinită şi avînd în vedere simetria sistemului, forţa orizontaiă T se va repartiza uniform pe cei doi stîlpi, iar punctul de moment nul va fi la mijlocul stîlpului. Momentul maxim va fi:

$$M_c = \frac{T}{2} \cdot \frac{h}{2} = \frac{T \cdot h}{4}. \qquad (3.13)$$

Stîlpul va trebui dimensionat la efortul axial precum şi la momentul M_c. Secţiunea astfel obţinută se prelungeşte cu un panou în sus şi în jos faţă de golul creat.

Dacă panoul liber trebuie să fie aşezat în partea inferioară a turnului, punctul de moment nul se va afla chiar în reazemul inferior, considerat articulaţie (fig. 151, *b*).

În acest caz, momentul maxim va fi:

$$M_c = \frac{T \cdot h}{2}. \qquad (3.14)$$

III. 4. 4. Calculul cadrului de rezemare şi al grinzilor de sub opritori

Grinzile care formează cadrul de rezemare al turnului se consideră simplu rezemate pe gura puţului şi încărcate cu forţe concentrate reprezentînd reacţiunile turnului în cele şase puncte de rezemare (pentru cazul din fig. 152).

Cele trei grinzi principale se leagă prin grinzi secundare. Grinzile de sub opritori, care se aşază în apropierea platformelor de descărcare, se dimensionează ca grinzi simplu rezemate încărcate cu o forţă concentrată egală cu de cinci ori efortul de regim normal. În fig. 153 sînt arătate două soluţii pentru fixarea opritorilor.

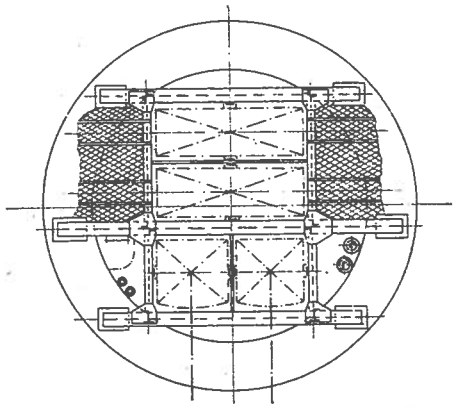


Fig. 152. Sistemul de rezemare pe gura puţului.

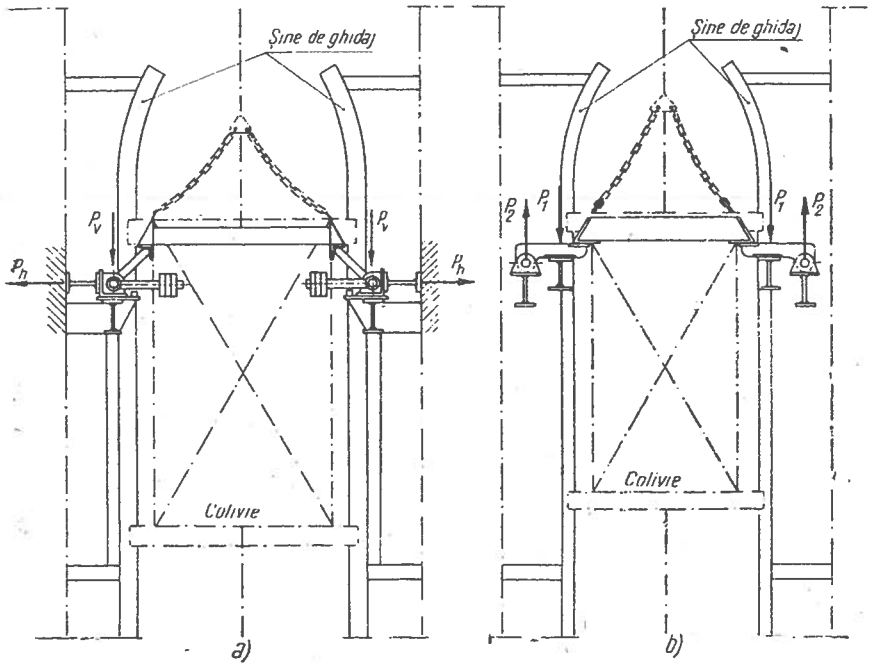


Fig. 153. Sistemul de fixare al opritorilor:
a — grinda de sub opritori se execută deobicei cu pereţi dubli şi este supusă la încovoiere şi torsiune; *b* — se folosesc două grinzi separate, lucrînd fiecare la încovoiere.

III. 4. 5. Verificarea stabilității la răsturnare

La sistemele la care turnul este separat de construcția de susținere a moletelor, verificarea stabilității se face determinîndu-se în primul rînd momentul de răsturnare:

$$M_R = R_t \cdot h_g , \tag{3.15}$$

unde R_t este rezultanta presiunilor din vînt pe fețele bătute ale turnului, iar h_g înălțimea centrului de greutate față de nivelul grinzilor de rezemare.

Coeficientul de siguranță este:

$$k = \frac{M_s}{M_R}, \tag{3.16}$$

unde:

$$M_s = G \cdot \frac{b}{2},$$

G fiind greutatea turnului, iar b lățimea. Coeficientul k trebuie să fie mai mare ca 1, cînd nu se ia în considerație ancorajul turnului în grinzile de susținere și mai mare ca 1,25, cînd se ține seamă de această prindere.

La sistemele la care turnul face parte din sistemul de rezistență, pentru acțiunea vîntului perpendicular pe planul sistemului turn-contrafișe, turnul se consideră ca o grindă simplu rezemată, avînd ca deschidere distanța dintre grinzile de reazem și contravîntuirea orizontală a capului turnului. Cu reacțiunea superioară a turnului și luînd în considerație și vîntul pe cap și contrafișă, se verifică stabilitatea contrafișei, coeficientul de siguranță fiind 1,1, dacă nu se ține seama de ancoraje și 1,35 dacă ancorajul se ia în considerație.

III. 5. DIMENSIONAREA ELEMENTELOR ȘI DETALII CONSTRUCTIVE

Turnurile de extracție pot fi executate din oțel normal, OL 38, sau din oțeluri de calitate superioară, de exemplu de tipul OLX 52.

Întrebuințarea oțelurilor de calitate superioară este deosebit de importantă la aceste construcții, deoarece reducerea greutății proprii simplifică problema rezemării turnului pe gura puțului de mină și contribuie la o micșorare a tasărilor probabile ale construcției.

Încărcarea din ridicarea dispozitivului de transport fiind importantă față de celelalte încărcări, face ca eforturile în barele principale ale sistemului (picioarele turnului, grinzile de susținere ale moletelor, grinzile de susținere ale turnului, contrafișa etc.), să oscileze între limite destul de apropiate. În această situație, ținînd seama de fenomenul de obosire, înlocuirea oțelului normal printr-un oțel de calitate superioară este recomandabilă și duce la importante economii de material.

Ca rezistențe admisibile în construcțiile executate din OL 38 și pentru ipotezele de încărcare I (încărcări normale) și II (încărcări normale plus accidentele) se iau cele obișnuite la construcțiile industriale (v. STAS 763-49).

Excepție fac riglele orizontale de care sînt prinse dispozitivele de ghidare pentru care chiar în ipoteza încărcărilor excepționale sînt prescrise rezistențe admisibile mai reduse (tabela 20).

Tabela 20

Tabela rezistențelor admisibile pentru cazul încărcărilor excepționale

Elementul	Solicitarea		Materialul OL 38	Materialul OLX 52	Material	Secțiunea care se ia în considerație
Elementele construcției în general	întindere compresiune încovoiere	σ_a	2 400	3 600		
	forfecare	$\tau_a = 0{,}8\,\sigma_a$	1 920	2 880		
Grinzile de sub molete, stîlpii turnului și grinzile de rezemare	întindere compresiune încovoiere	σ_a	1 800	2 700		
	forfecare	$\tau_a = 0{,}8\,\sigma_a$	1 440	2 160		
Riglele turnului de care sînt prinse dispozitivele de ghidare	întindere compresiune încovoiere	σ_a	1 000	1 450		
	forfecare	$\tau_a = 0{,}8\,\sigma_a$	800	1 150		
Îmbinări nituite	forfecare	τ_a	1 800	2 700	OL 34 OL 44	Secțiunea găurii
	presiunea pe gaură	σ_{ag}	3 600	5 400	OL 34 OL 44	
Îmbinări cu buloane pasuite	forfecare	τ_a	1 440	2 160	OL 38 OL 52	Secțiunea găurii
	presiune pe gaură	σ_{ag}	3 600	5 400	OL 38 OL 52	
	întindere	σ_{at}	1 290	1 930	OL 38 OL 52	Secțiunea netă
Îmbinări cu buloane brute	forfecare	τ_a	1 290		OL 38	Secțiunea tijei
	presiunea pe gaură	σ_{ag}	2 060			
	întindere	σ_{at}	1 290			Secțiunea netă
Buloane de ancoraj și buloane de articulație	întindere	σ_{at}	1 290 1 930		OL 38 OL 52	Secțiunea netă
Părți ale aparatelor de reazem și ale articulațiilor	solicitarea la :		Fc 15		OT 50	OL C 35
	încovoiere	întindere	675		2 500	2 800
		compresiune	1 350			
	compresiune		1 500		2 500	2 800

În cazul întrebuințării oțelului de calitate superioară OLX 52, ca rezistențe admisibile se consideră:

— ipoteza de încărcare I $\sigma_a = 2\,100$ kg/cm²;
— ipoteza de încărcare II $\sigma_a = 2\,400$ kg/cm².

Pentru cazul încărcărilor excepționale, se dau în tabela 20 date informative (după DIN 4118-51) asupra rezistențelor admisibile.

Pentru a asigura o cît mai bună funcționare a instalației, este necesară o construcție cu o rigiditate cît mai mare, această rigiditate referindu-se atît la rigiditatea generală a sistemului cît și la rigiditatea fiecărui element în parte.

Ca valori maxime ale coeficientului de subțirime se recomandă:

— pentru tălpi comprimate $\lambda \leqslant 100$;
— pentru tălpi întinse $\lambda \leqslant 200$;
— pentru diagonale comprimate $\lambda \leqslant 130$;
— pentru diagonale întinse $\lambda \leqslant 300$.

Avînd în vedere coroziunea accentuată care de obicei apare la aceste construcții, deoarece sînt supuse intemperiilor atmosferice fără a fi în mod special protejate, se recomandă ca elementele construcției să nu aibe dimensiuni ale secțiunii transversale sub valorile următoare: la elementele de rezistență lățimea minimă de 65 mm și grosimea minimă de 8 mm; la elementele constructive, lățimea minimă de 45 mm și grosimea minimă de 6 mm.

De asemenea, se recomandă ca forma secțiunilor să fie astfel aleasă, ca să permită o întreținere simplă și eficace.

Pentru secțiunea picioarelor turnului, se folosește, pe cît posibil, o secțiune formată din două corniere așezate în cruce. Această soluție permite o bună fixare a celor doi pereți perpendiculari. Diagonalele se execută din corniere așezate în cruce sau una lîngă alta, iar orizontalele, de care se prind ghidajele dispozitivului de transport, se recomandă a fi executate din profile I sau U, așezate culcat, astfel ca să aibe o rigiditate mare la încărcări orizontale.

Contrafișa poate fi executată din două tălpi cu secțiune I, legate cu zăbrele așezate în doi pereți (fig. 154, *a*), sau poate să fie executată ca un stîlp cu zăbrele cu patru fețe avînd secțiune dreptunghiulară (fig. 154, *b*).

Grinzile de susținere ale moletelor pot fi executate cu inima plină sau cu zăbrele. În fig. 155 este arătată o soluție cu inimă plină în alternativa sudată. Ca reazeme servesc trei grinzi, executate de asemenea cu inimă plină, dintre care două sînt așezate în fețele turnului, iar a treia, în axul contrafișei.

În fig. 156 este arătată grinda de susținere a moletelor în construcție cu zăbrele.

Prinderea contrafișei de construcția capului turnului este arătată în fig. 157 iar în fig. 158 este dată o soluție pentru articulația inferioară a contrafișei. O soluție mai simplă pentru rezemarea inferioară a contrafișei este arătată în fig. 159.

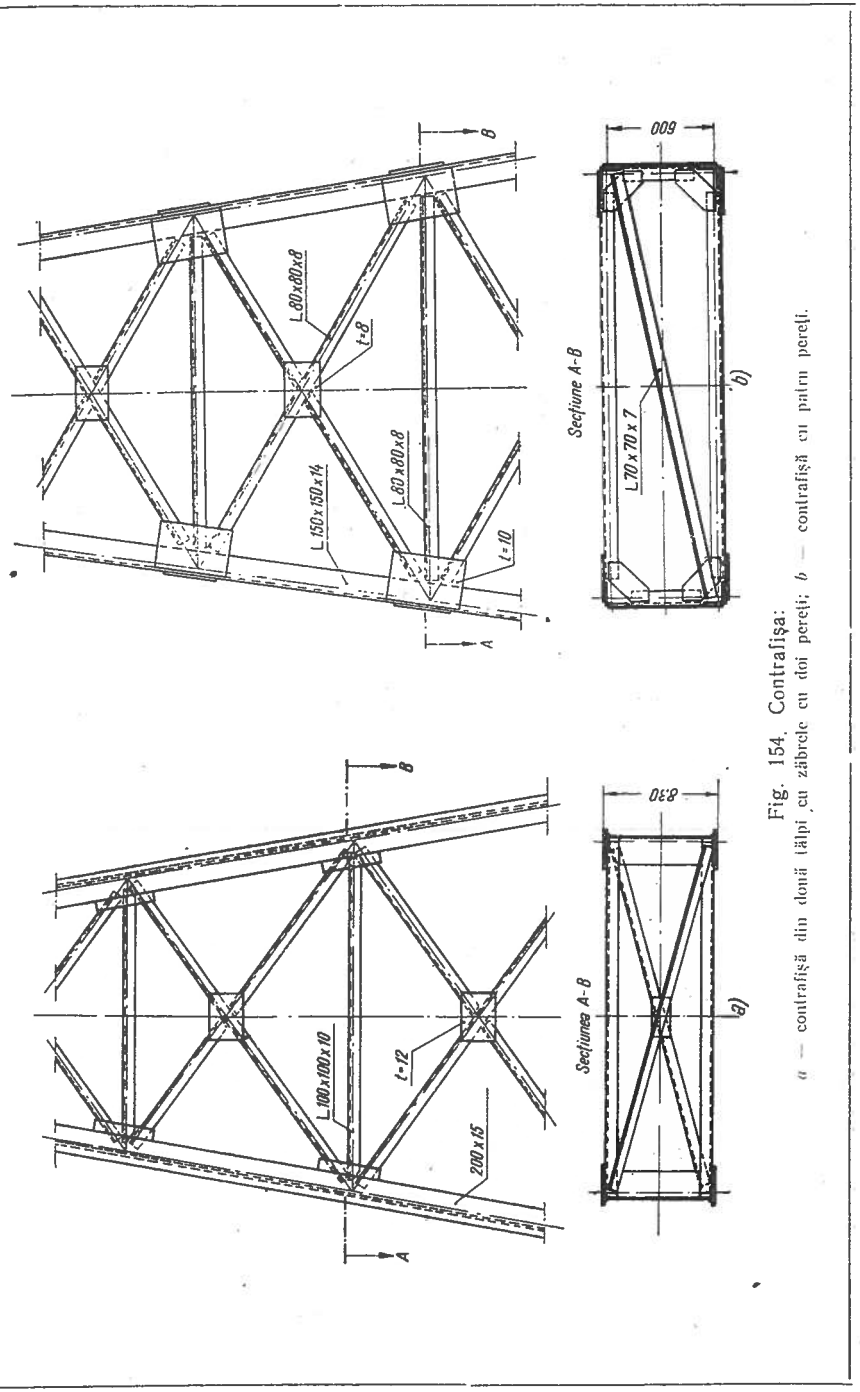


Fig. 154. Contrafișa:
a — contrafișă din două tălpi cu zăbrele cu doi pereți; *b* — contrafișă cu patru pereți.

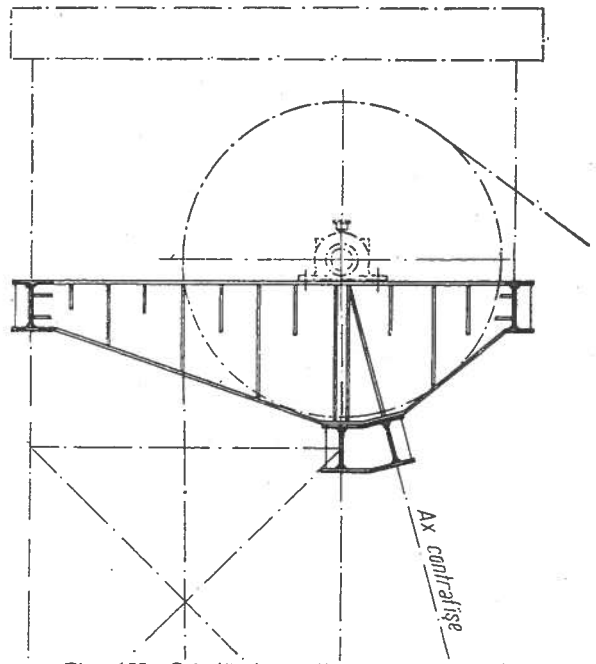


Fig. 155. Grindă de susținere cu inimă plină.

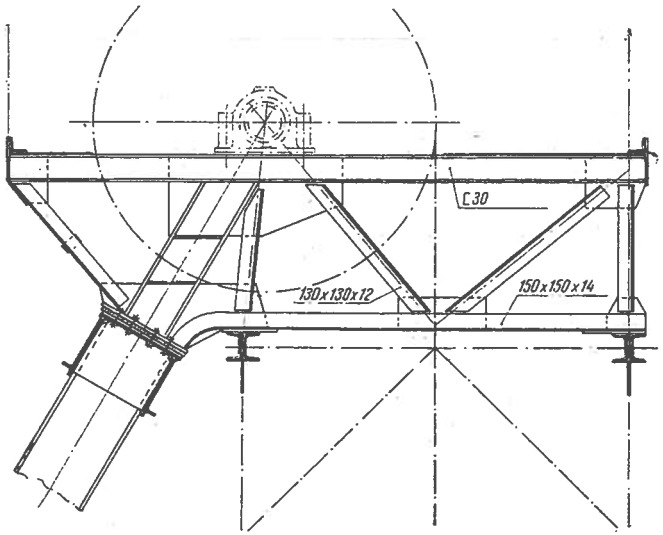


Fig. 156. Grindă de susținere cu zăbrele.

In fig. 160 sînt date detalii privind fixarea ghidajelor de construcția turnului.

Pentru grinzile de sub opritori, se recomandă soluția cu două grinzi (v. fig. 153). Aceste grinzi trebuie să aibe o rigiditate mare în sens orizontal

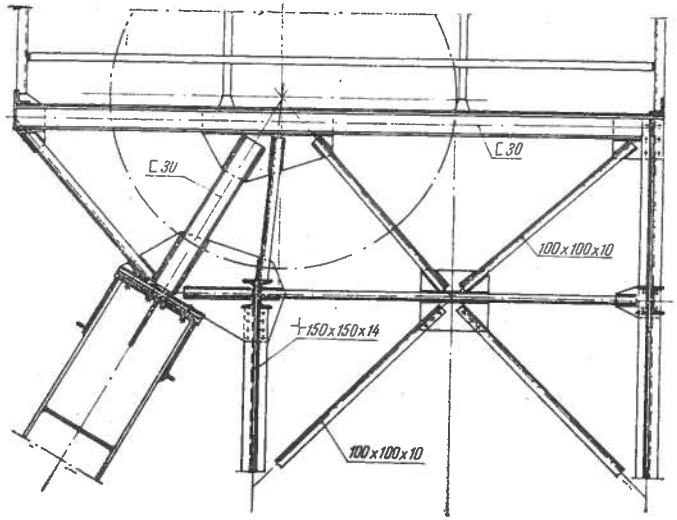


Fig. 157. Capul turnului.

pentru a face imposibilă căderea dispozitivului de transport blocat. Această rigiditate se poate realiza, prin legarea celor două grinzi verticale cu un sistem de zăbrele sau printr-o grindă continuă. În schimb, în sens vertical,

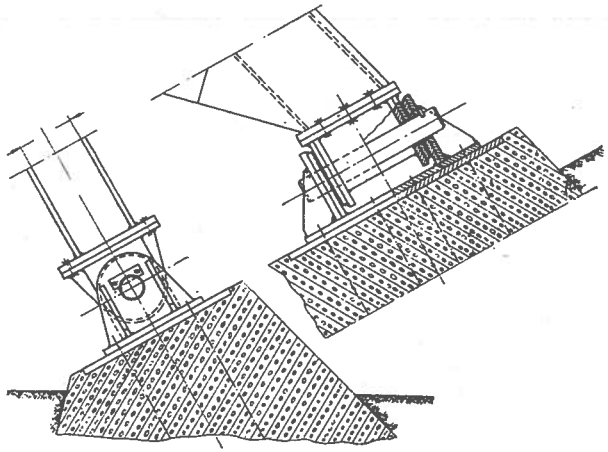


Fig. 158. Prinderea contrafișei de fundație prin articulație.

grinzile trebuie să fie suficient de elastice pentru a amortiza într-o bună măsură șocul produs de căderea dispozitivului, reducînd astfel influența acestui șoc asupra construcției turnului.

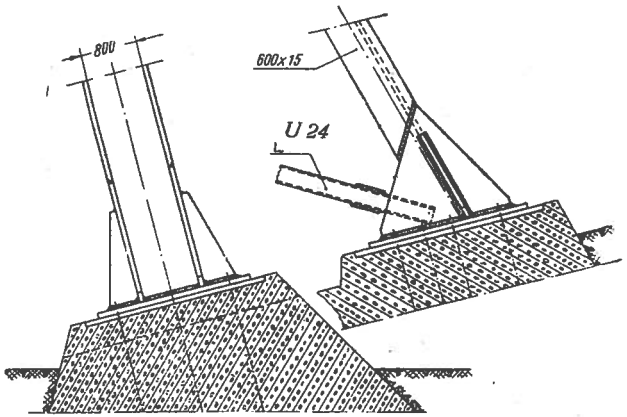


Fig. 159. Prindere simplă a contrafișei de fundație.

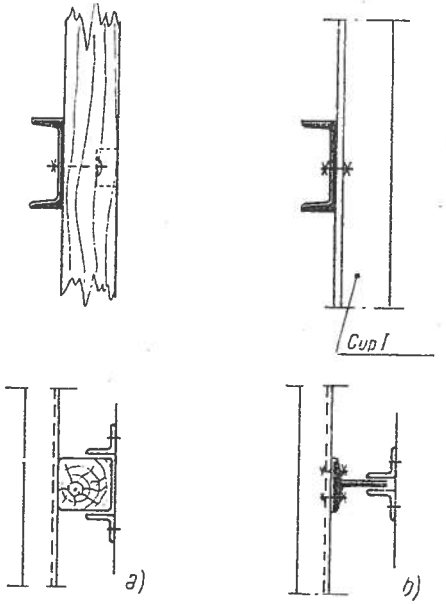


Fig. 160. Șine de ghidare:
a — din lemn; *b* — șine metalice.

III. 6. MONTAREA TURNURILOR DE EXTRACȚIE

Montarea acestor construcții poate fi descompusă în următoarele faze:

Se montează mai întîi turnul, folosindu-se una din metodele descrise la cap. I. Metoda cea mai indicată este metoda trecută sub numărul 1, adică asamblarea turnului în întregime pe teren și apoi ridicarea și așezarea pe grătarul de grinzi montate pe gaura puțului, prin rotirea turnului în jurul unui ax orizontal.

Capul turnului, dacă nu a fost montat și ridicat odată cu turnul, poate fi ridicat și montat, în elemente separate, cu ajutorul unui catarg fixat pe turn. Cu același catarg poate fi ridicată apoi și contrafișa, legată la capătul superior, capătul inferior alunecînd pe un pat de dulapi pînă ajunge în poziție definitivă.

Urmează apoi montarea ghidajelor și a tuturor dispozitivelor de siguranță, montarea moletelor precum și introducerea și fixarea dispozitivelor de transport.

Înainte de darea în exploatare trebuie făcută o recepție riguroasă a instalației, atît în ceea ce privește dimensiunile și execuția construcției, cît și funcționarea, care trebuie să se facă în perfecte condiții.

BIBLIOGRAFIE

Г. Розенблит, Стальные конструкции зданий и сооружений угольной промышленности, Москва-Ленинград, Углетехиздат, 1953.

Th. Mörle, Förderturm, Berlin, Phönix-Verlag, 1928.

W. L. Andrée, Die Statik des Eisenbaues, Berlin, Oldenburg-Verlag. 1922.

CAPITOLUL IV

TURLE METALICE

IV. 1. GENERALITĂȚI

Turla este o construcție care servește forajului și exploatării unei sonde. După scopul de utilizare există turle de foraj și turle de producție.

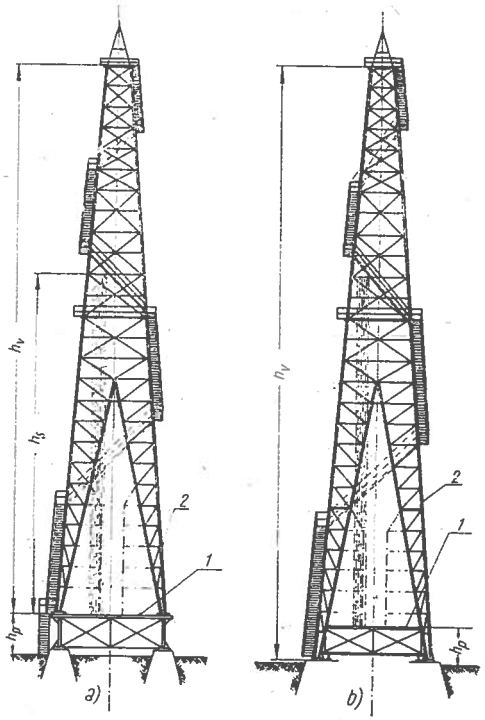


Fig. 161. Turlă metalică:
a — turla așezată pe substructură; *b* — turla așezată pe fundație; *1* — substructura; *2* — turla.

Din punct de vedere al materialului, turla poate fi executată din lemn sau din oțel. Pe lîngă avantajele generale pe care construcțiile de oțel le au față de cele din lemn, ca: greutate mai mică, suprafață expusă vîntului mai redusă, capacitate de încărcare mai mare, siguranță contra incendiului etc., în cazul turlelor apare în plus avantajul reîntrebuințării materialului, prin demontare și remontare, ceea ce face din construcția metalică soluția cea mai economică. Față de o reîntrebuințare de 2—2,5 ori a materialului la construcțiile din lemn, la construcțiile metalice, în cazul unei bune întreținieri, se poate conta pe o reîntrebuințare de circa 20 ori. Ca avantaje în plus a turlelor metalice se mai adaugă cheltuieli de transport mai reduse și economii de forță de muncă la montarea și demontarea turlei.

De construcția turlei și anume de grinzile platformei superioare, numite grinzile de susținere ale geamblacului, este fixat printr-un palan multiplu cîrligul cu ajutorul căruia pot fi scoborîte sau ridicate coloana de prăjini de foraj și burlanele în timpul operațiilor de forare și prăjinile de pompaj în timpul exploatării.

Construcția este formată din turla propriu-zisă și din substructura turlei. Rezemarea turlei pe substructură (fig. 161, *a*) are dezavantajul că vibrațiile substructurii, din cauza utilajului așezat pe ea, se transmit și turlei. În schimb soluția arătată în fig. 161, *b*, la care turla este rezemată independent de substructură, necesită o înălțare a turlei cu circa 2,2 m.

Înălțimea turlei se stabilește în funcție de adîncimea sondei și de numărul prăjinilor asamblate care se introduc dintr-odată în coloană (așa-numitul pas de lucru). Însemnînd cu h_s înălțimea pasului de lucru, înălțimea turlei se ia egală cu $1{,}5 \cdot h_s$ astfel ca să rămînă un spațiu de siguranță suficient de mare între cîrlig și geamblac în momentul ridicării coloanei de prăjini.

Pentru foraje de cercetare la adîncimi pînă la 300 m se folosește turla cu o înălțime de 18 m, pasul coloanei fiind de 12,5 m. Pentru adîncimi între 500—600 m se folosește turla de 28 m cu pasul coloanei de 18 m, iar pentru adîncimi mai mari turla de 41 m cu pasul coloanei de 25—27 m. În U.R.S.S., în regiunea Baku și Grosnîi și în S.U.A. este introdusă și turla de 53 m, care permite lucrul cu un pas de 36 m, format din șase prăjini asamblate.

Construcția cu 18 m înălțime se execută sub forma unui catarg ancorat. În fig. 162, *a* este arătat un catarg simplu, iar în fig. 162, *b*, un catarg dublu.

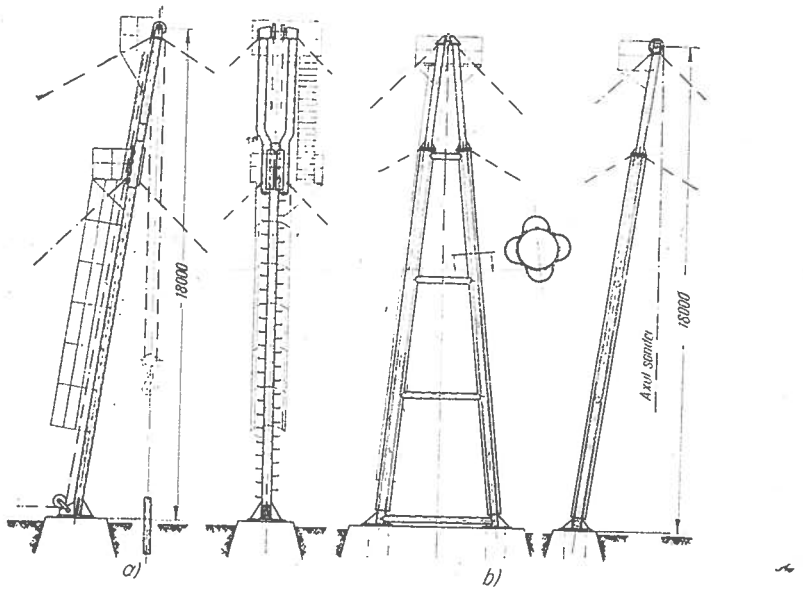


Fig. 162. Catarge:
a — catarg simplu; *b* — catarg dublu.

Catargele se execută de obicei din tuburi uzate cu diametrul de 6″, eventual întărite cu jumătăți de tuburi. Ancorajul se execută cu cîte patru cabluri, așezate la două niveluri.

Pentru aceeași înălțime, dar pentru încărcări mai mari, construcția turlei poate să fie un tripied (fig. 163), de asemenea ancorat.

Forma cea mai obişnuită pentru înălţimi de la 28 m în sus, este turla cu secţiune pătrată, de forma unui trunchi de piramidă, cele patru feţe fiind executate ca grinzi cu zăbrele.

Feţele turlei nu se execută identice. Pe una din feţe, notată cu *A* în fig. 164, se lasă în partea inferioară un spaţiu liber, numit poarta turlei, pentru ca introducerea prăjinilor în interiorul turlei să se poată face uşor.

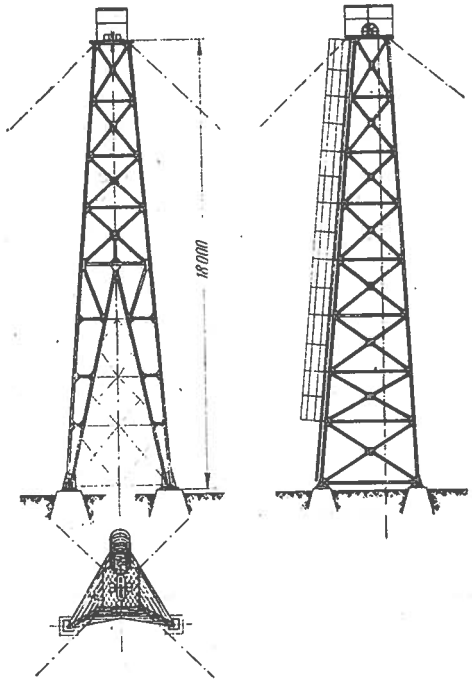


Fig. 163. Turlă cu secţiune triunghiulară.

Înălţimea liberă a porţii se ia între 8—16 m. In partea inferioară spaţiul liber din faţa *A* se completează cu bare orizontale şi verticale, indicate în figură punctat, lăsîndu-se o lumină liberă a porţii de circa 2 m. Aceste bare servesc la susţinerea unui paravan din scînduri sau din tablă ondulată, care se execută în jurul platformei de lucru pe o înălţime de circa 7 m. Celelalte trei feţe, notate cu *B*, *C* şi *D* au sisteme identice, cu diferenţa că la faţa în care se montează troliul, orizontalele indicate punctat şi de care se fixează paravanul, trebuie să lipsească din sistem.

In fig. 164 poziţia troliului este considerată în faţa *B*, adică opusă porţii. Această aşezare este cea mai obişnuită. Configuraţia terenului poate însă să ne oblige a plasa troliul în faţa *C* sau *D*, astfel cum este arătat în fig. 165, *a* sau 165, *b*.

In acest caz, barele arătate punctat se montează în faţa *B*.

La înălţimea h_d faţă de teren, jur împrejur şi în exteriorul turlei, se montează o platformă numită podeţul podarului. La turla de 41 m, această înălţime se ia între 23—25 m. La acest nivel construcţia este prevăzută cu un dispozitiv numit degel, pe care se reazemă pachetul de prăjini (v. fig. 175).

Această platformă de lucru este protejată cu un paravan executat din scînduri sau din tablă ondulată.

In vîrful turlei se află de asemenea o platformă numită platforma coroanei sau a geamblacului. Peste această platformă este prevăzută o capra care serveşte la montarea geamblacului.

Toate platformele sînt legate cu o scară, care se aşază în exteriorul turlei şi care trebuie să fie prevăzută cu podeste de odihnă, mai ales atunci cînd scara se execută dreaptă.

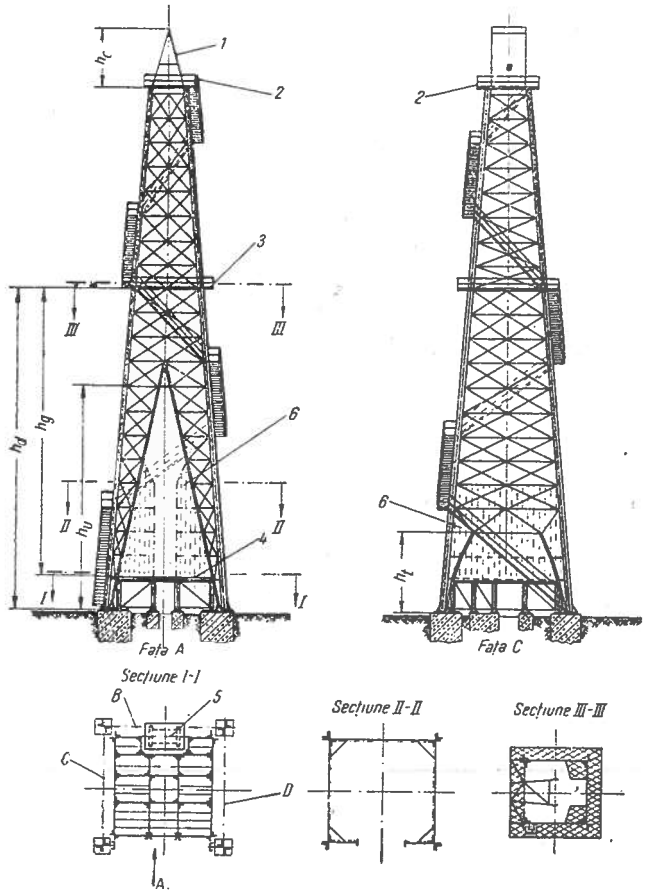


Fig. 164. Turlă metalică cu secţiune pătrată:
1 — capra geamblacului; *2* — platforma coroanei; *3* — podeţul podarului; *4* — paravan de protecţie.

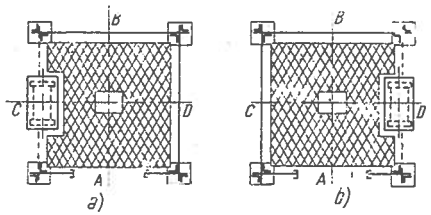


Fig. 165. Alte soluţii de aşezare a troliului:
a — troliu în faţa *C*; *b* — troliu în faţa *D*.

IV. 2. SARCINI ŞI IPOTEZE DE INCĂRCARE

Încărcările care acţionează asupra construcţiei pot fi împărţite în verticale şi orizontale.

IV. 2. 1. Încărcări verticale

a) Greutatea proprie a turlei şi a utilajelor fixate pe turlă. Greutatea proprie se apreciază după construcţii asemănătoare, iar greutatea utilajelor este dată în standardele respective.

b) Sarcina utilă. Sarcina utilă se transmite turlei prin grinzile geamblacului. Mărimea acestei încărcări se determină din greutatea maximă a coloanei de prăjini sau tuburi, sporită cu un coeficient φ, care ţine seama de frecarea tuburilor pe pereţii şondei sau de prinderea coloanei de prăjini. Mărimea sarcinii la cîrlig rezultă din relaţia:

$$Q_c = \varphi \cdot q \cdot L \left(1 - \frac{\gamma_{sol}}{\gamma}\right), \qquad (4.1)$$

unde:

q reprezintă greutatea pe metru a coloanei;
L — lungimea, în metri, a coloanei;
γ — greutatea specifică a oţelului;
γ_{sol} — greutatea specifică, în kg/dm³, a soluţiei (lichid şi argilă), care umple sonda şi care se poate lua egală cu 1,10 kg/dm³.

Pentru coeficientul φ, în funcţie de felul coloanei, se dau în tabela 21 valorile corespunzătoare.

Tabela 21

Valorile coeficientului φ

Felul coloanei	φ
Coloane uşoare de tubaj, cu diametrul pînă la 6"	2,00
Coloane grele de tubaj	1,50
Coloane de foraj	1,25

Încărcarea pe grinzile geamblacului se stabileşte din sarcina la cîrlig Q_c şi din modul de prindere a capătului mort al cablului, adăugîndu-se greutatea macaralei complete G_m şi a cîrligului G_c.

În cazul cînd capul mort al cablului este prins de scripetele troliului, (fig. 166, *a*) încărcarea pe grinzile geamblacului va fi:

$$Q_1 = Q_c + P_{tr} + G_m + G_c, \qquad (4.2)$$

unde:

$$P_{tr} = \frac{Q_c + G_m + G_c}{m\,\eta},$$

m fiind numărul ramurilor cablului minus două (ramura care merge la troliu şi ramura care merge la punctul fix), iar η — un coeficient care exprimă randamentul sistemului şi care rezultă din tabela 22.

Pentru cazul din fig. 166, *a* avem:

$$m = 10 - 2 = 8.$$

Cînd capul mort al cablului este fixat de grinda cadrului turlei (fig. 166, *b*), încărcarea pe grinzile geamblacului se calculează din relaţia:

$$Q_1 = Q_c + 2P_{tr} + G_m + G_c. \qquad (4.3)$$

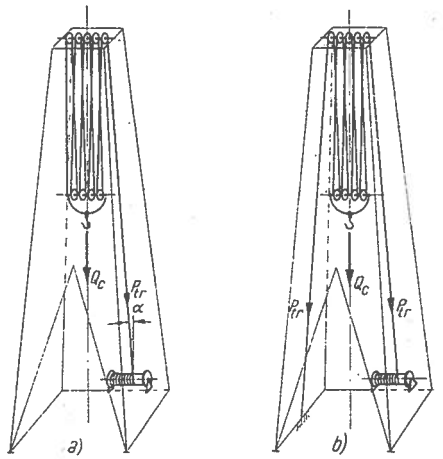


Fig. 166. Fixarea capătului mort al cablului: *a* — la scripete; *b* — la grinda cadrului.

Deşi în acest caz încărcarea este mai mare, soluţia de fixare a cablului arătată în fig. 166, *b* este cea întrebuinţată în mod curent. În acest caz, forţa Q_1 este verticală, picioarele turlei fiind uniform încărcate. În cazul soluţiei din fig. 166, *a* apare la nivelul grinzilor geamblacului componenta orizontală a forţei P_{tr}.

$$H_{tr} = P_{tr} \cdot \sin \alpha, \qquad (4.4)$$

care supraîncarcă stîlpii din faţa troliului şi îi descarcă pe ceilalţi.

Tot în categoria încărcărilor verticale mai intră sarcinile utile pe diferitele platforme ale turlei şi încărcarea cu zăpadă pe aceste platforme.

Tabela 22

Valorile coeficientului η

m	1	2	3	4	6	8
η	0,97—0,96	0,95—0,93	0,92—0,90	0,90—0,88	0,87—0,85	0,85—0,82

IV. 2. 2. Încărcări orizontale

a) Presiunea vîntului pe turlă. Acţiunea vîntului, considerată ca o încărcare concentrată în nodurile sistemului, se ia egală cu 60 kg/m² pînă la o înălţime de 40,0 m şi de 80 kg/m² peste această înălţime. Ca suprafaţă bătută de vînt se consideră suprafeţele plinurilor celor două feţe pe care direcţia vîntului este normală, fără a se lua în consideraţie paravanele de protecţie montate în jurul platformelor de lucru.

b) O forţă orizontală H_c, care acţionează la nivelul bazei geamblacului şi în planul feţei considerate a cărei mărime se ia egală cu $\frac{Q}{100}$ însă maximum 1 350 kg. Această forţă reprezintă componenta orizontală a cablului care merge la troliu şi este deci limitată prin forţa maximă admisă în cablu. Forţa Q rezultă din relaţia (4.7).

c) Impingerea orizontală pe deget H_d, provocată de stiva de prăjini, care se așază de obicei cu o înclinație de 2°30′ față de verticală.

d) Impingerea orizontală pe deget H_v, din acțiunea vîntului pe stiva de prăjini.

Impingerile H_d și H_v se calculează, așa cum se vede din fig. 167, ca reacțiuni orizontale în reazemul superior al unei grinzi simplu rezemate cu deschiderea egală cu a_1.

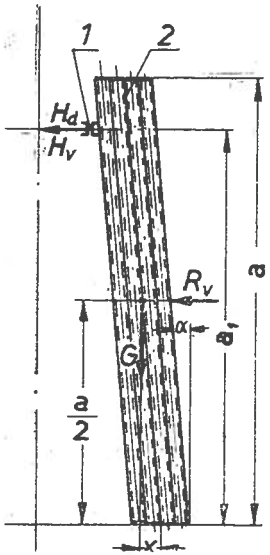


Fig. 167. Reacțiunile pe degeț din stiva de prăjini:
1 — degeț; *2* — stiva de prăjini.

Avem:

$$H_d = G \cdot \frac{x}{a_1}, \qquad (4.5)$$

G fiind greutatea stivei de prăjini aplicată în centrul ei de greutate și care poate fi stabilită pentru diferitele tipuri de turlă cu ajutorul tablei 23

și

$$H_v = R_v \frac{a}{a_1}, \qquad (4.6)$$

unde R_v reprezintă rezultanta presiunilor din vînt pe stiva de prăjini. Suprafața bătută de vînt a stivei rezultă de asemenea din tabela 23.

IV. 2. 3. Ipoteze de încărcare

Prescripțiile STAS 1909-54 prevăd următoarele în legătură cu ipotezele de încărcare:

1. **Capra geamblacului** se calculează la:

— o forță verticală egală cu $2{,}4 \cdot G_g$, unde G_g reprezintă greutatea geamblacului;

— o forță orizontală aplicată la mijlocul riglei și egală cu $\frac{1}{20} G_g$.

Prescripțiile STAS 1909-54 indică sarcinile la care se calculează capra geamblacului în funcție de capacitatea ei nominală. Aceste sarcini sînt date în tabela 24.

2. **Platforma coroanei și platforma podețului podarului** se calculează la:

— o sarcină concentrată de 150 kg sau la încărcarea cu zăpadă a platformei, după cum este mai defavorabil;

— greutatea proprie a platformei.

Balustradele platformelor se calculează la o forță concentrată de 60 kg, orizontală sau verticală, aplicată în poziția cea mai defavorabilă.

3. **Grinzile geamblacului** se calculează la:

— greutatea proprie a grinzilor și a geamblacului;

— forța concentrată Q_1, calculată cu relația (4.3) sau (4.2);

— o forță orizontală egală cu $2 \cdot H_c$, aplicată la nivelul grinzilor geamblacului și dirijată spre fața troliului.

4. **Degetul turlei** se calculează la forțele H_d și H_v. Cele două forțe orizontale se consideră aplicate la 0,9 m de reazemul degetului (în fig. distanța „*c*").

Tabela 23

Calculul împingerilor H_d, H_v, și a rezultantei R_v.

Tipul turlei	Prăjini: Diametrul, țoli	Prăjini: Greutatea, kg/m	Prăjini: Lungimea, total	Suprafața bătută de vînt	h_s m	a_1 m	G t	H_d kg	R_v kg	H_v kg
53,3	5″ 9/16	36,7	4 000	1,7×36	36,0	32,8	147,0	3 520	3 670	2 050
40,8	5″ 9/16	36,7	2 430	1,7×27	27,0	23,0	89,0	2 280	2 760	1 620
36,6	6″ 5/8	36,7	980	1,2×27	27,0	23,0	35,8	915	1 945	1 140
28,2	6″ 5/8	36,7	735	1,2×20,3	20,3	18,0	26,9	660	1 460	820
24,0	6″ 5/8	36,7	735	1,2×20,3	20,3	18,0	26,9	660	1 460	820
22,0	2″ 1/2	9,8	1 200	0,735×19,7	19,7	18,0	11,7	280	867	475

Tabela 24

Sarcinile pentru calculul caprei geamblacului

Capacitatea nominală a caprei geamblacului	Tipul turlei	Sarcini: Verticale kg	Sarcini: Orizontale: axial, kg	Sarcini: Orizontale: transversal, kg
3 000	Turle pentru producție Turle pentru foraj având Q_c = max. 150 t	6 000	375	275
6 000	Turle pentru foraj având Q_c = 150—300 t	10 000	625	455

5. **Picioarele turlei** se dimensionează la efortul maxim care rezultă din următoarele încărcări:

— greutatea proprie a turlei, care se împarte în mod egal pe cele patru picioare;

— forța maximă verticală a coroanei care se obține din relația:

$$Q = Q_1 + G_g, \qquad (4.7)$$

Q_1 se calculează din relația (4.3) sau (4.2).

Această forță Q se împarte de asemenea în mod egal pe cele patru picioare ale turlei;

— influența forței orizontale $2 \cdot H_c$ care acționează la nivelul platformei coroanei și care este dirijată spre fața troliului;

— influența forțelor orizontale pe degel (H_d și H_v);

— acțiunea presiunii vîntului pe fețele turlei.

După STAS 1909-54, în ipoteza de încărcare I (încărcări fundamentale) intră: greutatea proprie, forța maximă Q, influența forței $2 \cdot H_c$ și a forței H_d, iar în ipoteza de încărcare II (încărcări normale plus accidentale), la sarcinile de mai sus se mai adaugă vîntul pe turlă și vîntul pe stiva de prăjini (H_v).

6. **Zăbrelele fețelor turlei.** La dimensionarea diagonalelor și orizontalelor se iau în considerație eforturile maxime care rezultă din una din următoarele ipoteze de încărcare:

a) Ipoteza de încărcare 1.

— o sarcină verticală în axul turlei egală cu 1,2 Q;

— o forță orizontală H_c aplicată în vîrful turlei și în planul fetei considerate;

— o forță orizontală H_d acționînd pe deget și în același sens cu forța H_c.

b) Ipoteza de încărcare 2.

— presiunea a vîntului pe turlă;

— forța orizontală H_d

— forța orizontală H_v.

Ambele ipoteze de încărcare sînt considerate fundamentale. Secțiunile elementelor intermediare (diagonale și orizontale) trebuie verificate și în alternativa încărcărilor la montaj.

7. **Platforma de lucru și substructura turlei.** Podina se dimensionează pentru o încărcare de 2 000 kg/m²; Grinzile principale și secundare se dimensionează la următoarele sarcini:

— greutatea proprie a grinzilor și a podinei;

— greutatea mesei rotative (Rotary) și a celorlalte utilaje așezate pe platforma turlei:

— sarcina maximă a mesei Rotary din coloana de burlane;

— greutatea stivei de prăjini, considerată uniform repartizată pe suprafața de reazem;

— o sarcină concentrată de 5 600 kg în poziția cea mai defavorabilă;

— o sarcină uniform repartizată de 500 kg/m².

La calculul acestor elemente se ia în considerație și un coeficient de impact $\psi = 1{,}3$.

8. **Verificarea stabilității.** Turla ancorată numai cu buloane de ancoraj, (fără cabluri de ancorare) trebuie să aibe un coeficient de siguranță la răsturnare de cel puțin 1,5. Conform prescripțiilor STAS 1909-54 verificarea stabilității se va face și la tracțiunea înclinată a cablului pentru scoaterea burlanului înclinat (care adăpostește prăjina pătrată cu capul hidraulic) sau alte tracțiuni înclinate probabile. Asigurarea stabilității prin cabluri de ancorare se admite la turlele căptușite ulterior.

IV.3. SISTEMELE TURLELOR METALICE

Înălțimea turlei este determinată, așa cum s-a arătat, de considerente de exploatare (foraj sau producție) și de adîncimea sondei. Pentru turlele de foraj înălțimea cea mai obișnuită este de 40,8 m, iar pentru cele de producție de 24,0, 28,2 și 30,6 m. Pentru adîncimi de foraj mai mari se folosesc și turle de 53 m înălțime.

Dimensiunile bazei turlei se iau de 8,0/8,0 m pentru înălțimi pînă la 40,8 m inclusiv și de 10,0/10,0 m pentru înălțimi mai mari. Dimensiunile turlei la nivelul coroanei se iau la toate turlele de 2,0/2,0 m.

Fiecare față a turlei este împărțită în panouri egale, înălțimea fiecărui panou fiind stabilită pe baza unor considerente de dimensionare economică. Panourile mari aduc avantajul reducerii numărului zăbrelelor, în schimb picioarele, din cauza lungimii de flambaj mai mari vor fi mai puternice.

Cînd picioarele turlei se execută din corniere (de obicei două profile așezate în cruce), se recomandă ca lungimea unui panou să fie de 2,0—2,2 m. In acest caz rezultă un coeficient de subțirime λ redus, care face întrebuințarea oțelului special OLX 52 foarte recomandabilă. Cînd picioarele se execută din secțiuni tubulare, se folosesc de obicei tuburi vechi de 6″, iar lungimea panoului poate să fie ridicată pînă la 4,0 m.

In fig. 168 sînt arătate diferite sisteme de împărțire interioară a fețelor turlei. Sistemul cu diagonale încrucișate (fig. 168, *a*) are avantajul că diagonalele pot fi dimensionate numai la tracțiune, ceea ce, avînd în vedere lungimea mare de flambaj, este în cele mai multe cazuri soluția cea mai economică. Evident că în acest caz diagonala comprimată se consideră eliminată din sistem și diagonala întinsă trebuie să preia împreună cu tălpile, întreaga forță tăietoare din panoul respectiv.

Pentru ca orizontalele care au eforturi de compresiune să aibe lungimi de flambaj în planul fetei mai reduse, se pot introduce montanții „*m*", așa cum se vede în fig. 168, *a* în partea superioară a turlei, iar în panourile cu lățime mai mare se pot introduce cîte două cruci (v. aceeași figură în partea inferioară a sistemului).

In fig. 168, *b* este menținut același sistem cu diagonale încrucișate. Acolo unde, din cauza lățimii mari, înclinația diagonalelor ar fi prea mică, acestea se execută peste două panouri. Montanții verticali „*m*" sînt, în acest caz, necesari pînă jos. Acest sistem întrunind toate avantajele sistemului din fig. 168, *a* are, în plus avantajul unui număr mai mic de bare.

La sistemele din fig. 168, *c, d, e, f* diagonalele comprimate nu mai pot fi înlăturate din sistem, deoarece sistemul ar deveni labil. Cum forțele orizontale pot să alterneze, ca direcție, dimensionarea tuturor barelor trebuie făcută la compresiune.

In fig. 169 este arătat sistemul fetei *A* in regiunea porții. Pentru reducerea lungimii de flambaj normală pe planul fetei barei *ac*, respectiv *bd*, la jumătate din lungimea *ac* se prevede o contravîntuire orizontală. Bara *ac*, respectiv *bd*, pe care se reazemă paravanul din dreptul platformei de lucru, trebuie să fie dimensionată și la încovoiere.

In fig. 170 sînt arătate cîteva soluții de modificare a sistemului cînd și în celelalte fețe ale turlei *B*, *C* și *D*, sînt necesare anumite deschideri libere.

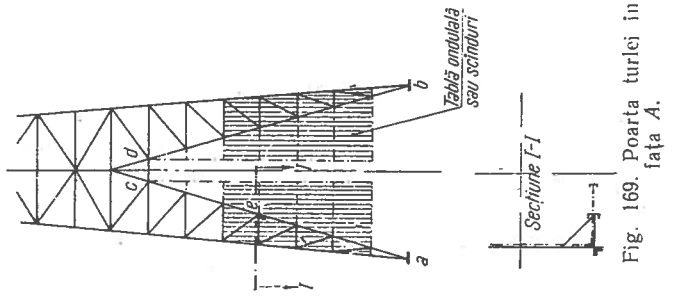


Fig. 169. Poarta turlei în fața *A*.

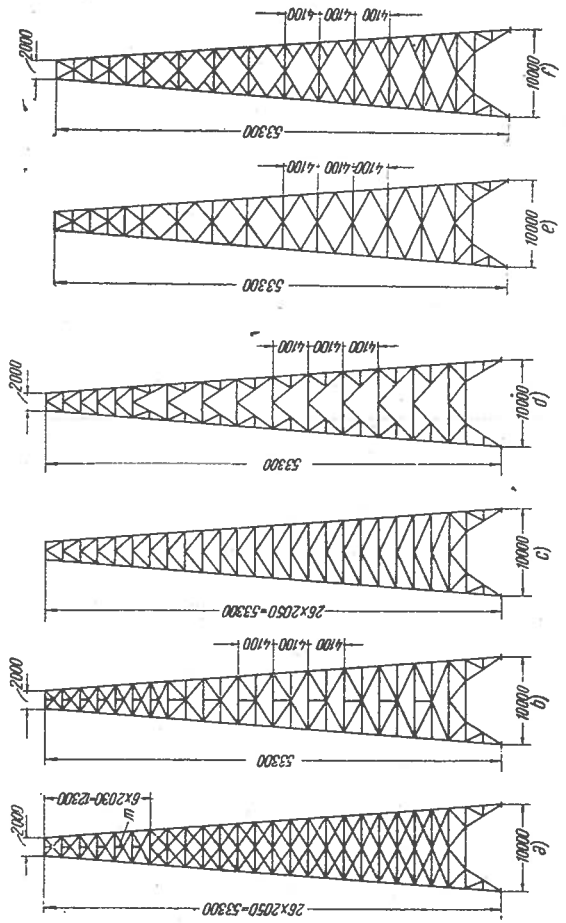


Fig. 168. Sisteme de împărțire interioară a fețelor turlei:
a — diagonale încrucișate sistem multiplu; *b* — diagonale încrucișate sistem simplu; *c* — sistem K; *d* — sistem K cu subîmpărțire; *e* — sistem rombic; *f* — sistem rombic cu subîmpărțire.

Sistemul contravîntuirii orizontale, la nivelul podețului podarului, precum și sistemul acestei platforme este arătat în fig. 175.

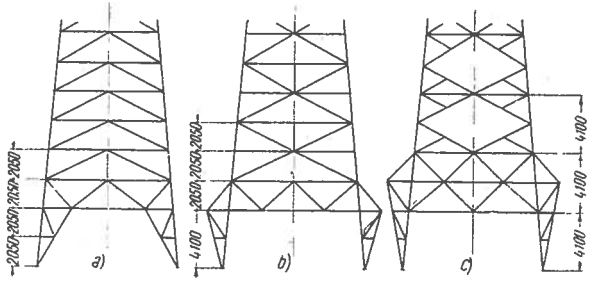


Fig. 170. Deschideri libere în fețele *B*, *C* sau *D*.

În fig. 171 este arătat sistemul platformei coroanei. În această figură se vede și poziția picioarelor caprei pentru montarea geamblacului.

IV.4. CALCULUL ȘI DIMENSIONAREA TURLELOR METALICE

În mod obișnuit calculul unei turle se face descompunînd sistemul spațial în sistemele plane care-l compun, fiecare sistem plan fiind calculat și dimensionat la încărcările care acționează în planul sistemului respectiv.

Plecînd de la acest principiu, vom urmări influența diferitelor încărcări care acționează asupra turlei.

1. **Încărcarea din greutatea proprie.** Această încărcare, în cazul turlei ridicate, se consideră că se repartizează în mod egal asupra celor patru picioare ale turlei. Efortul maxim care apare în panoul inferior va fi:

$$P_g = \frac{G}{4 \cdot \cos \gamma}, \tag{4.8}$$

unde G reprezintă greutatea totală a turlei, iar γ unghiul pe care piciorul îl face cu normala în punctul de reazem (fig. 172).

În cazul cînd turla se montează orizontal și apoi se ridică vertical, așa cum se va arăta la capitolul privind montajul turlelor, în primele faze ale ridicării greutatea proprie acționează perpendicular pe axa turlei (fig. 173).

În acest caz greutatea turlei se repartizează în nodurile turlei ca forțe concentrate, sistemele active la preluarea acestei încărcări fiind cele două fețe verticale. Calculul eforturilor în barele fețelor active se poate face analitic sau grafic.

2. **Încărcarea din forța concentrată** Q. Forța Q, dată de relația (4.7), se consideră că acționează în centrul platformei coroanei și este o forță verticală. Prin grinzile geamblacului și ale coroanei, această forță se repartizează în mod egal în cele patru colțuri ale turlei (fig. 174).

Descompunînd forța $\frac{Q}{4}$ după direcția piciorului și a celor două orizontale prinse în nod se obține:

— efortul în picior $P_Q = -\frac{Q}{4 \cdot \cos \gamma}$; (4.9)

— efortul în orizontala superioară $O_Q = -\frac{Q}{4} \operatorname{tg} \gamma \cdot \cos 45^\circ$ (4.10)

3. **Încărcarea din forța orizontală** H_c. Conform prescripțiilor, această forță orizontală acționează la nivelul bazei geamblacului și în planul feței considerate. Eforturile în bare se pot determina analitic sau grafic.

4. **Încărcările** H_d **și** H_v **pe deget.** Deoarece aceste încărcări trebuie tratate separat, se recomandă ca să se întocmească calculul pentru o forță unitară acționînd în planul feței și la nivelul degetului.

Eforturile obținute din această încărcare unitară se corectează apoi proporțional cu influența forțelor H.

Forțele H acționează la distanța c de

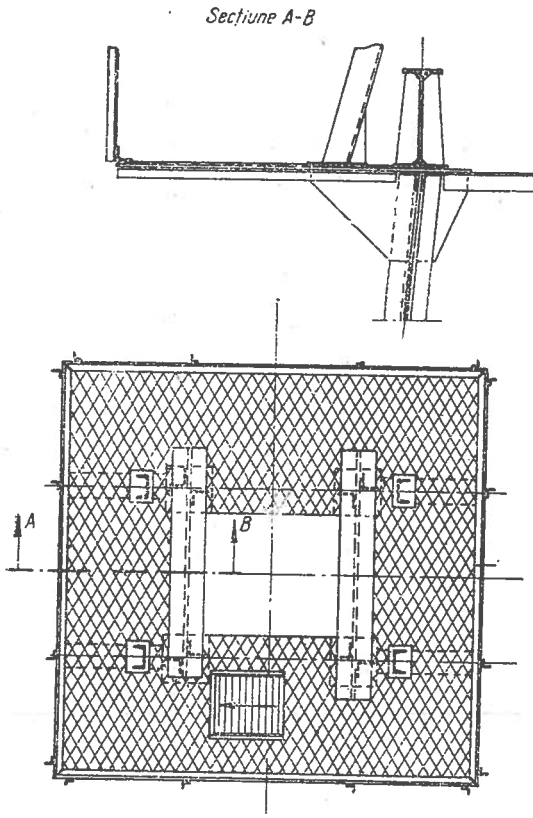


Fig. 171. Sistemul și detalii la platforma coroanei.

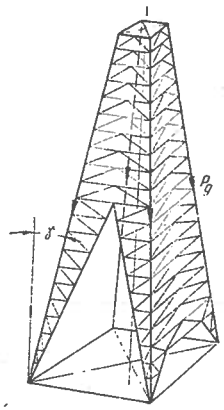


Fig. 172. Repartizarea greutății proprii.

fața turlei, de care degetul este prins (fig. 175). Pentru a stabili influența forței H, descompunem forța excentrică H într-o forță egală acționînd în centrul turlei și un moment de torsiune.

$$M_t = H\left(\frac{b_1}{2} - c\right). \tag{4.11}$$

Forța centrală H se repartizează în mod egal pe cele două fețe cu care este paralelă. Momentul de torsiune presupunem că se împarte în două cupluri egale $P \cdot b_1$ care acționează pe fețele pereche.

Acțiunea acestor încărcări pe fața cea mai solicitată va fi deci:

$$F_H = \frac{H}{2} + P = \frac{H}{2} + \frac{M_t}{2b_1} = H\frac{3b_1 - 2c}{4b_1}. \tag{4.12}$$

Așadar pentru fiecare forță H se va determina forța F corespunzătoare din formula (4.12) și cu această forță se vor înmulți eforturile calculate pentru încărcarea unitară.

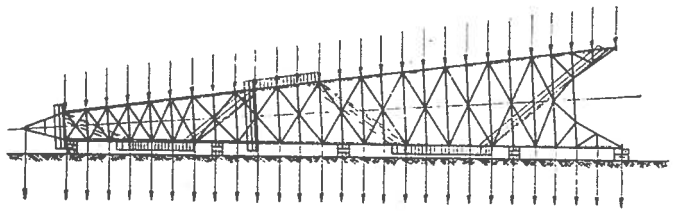


Fig. 173. Repartizarea greutății proprii în cazul montării turlei culcate.

5. **Acțiunea vîntului pe turlă.** Se calculează, așa cum s-a arătat (v. subcap. IV. 2.2.), forțele concentrate în noduri. Pentru preluarea încărcării din vînt vor fi active cele două fețe ale turlei paralele cu direcția vîntului. Fiecare din aceste două fețe vor fi încărcate în nodurile respective și în planul lor cu o serie de forțe concentrate, aceleași pe fiecare parte. Calculul eforlorile coeficientului de flambaj pentru oțelul special OLX 52.

Intr-un exemplu numeric se arată modul de conducere al calculului static.

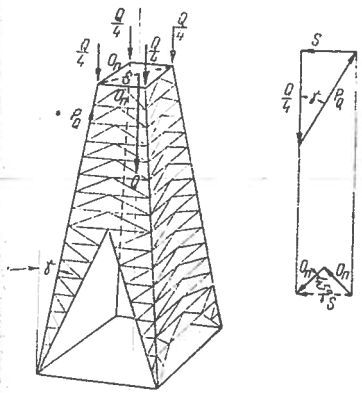


Fig. 174. Repartizarea sarcinii utile Q.

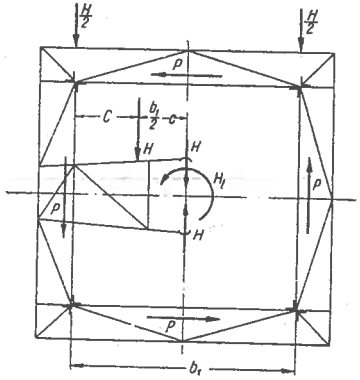


Fig. 175 Incărcările turlei, din împingerile pe deget al stivei de prăjini

6. **Dimensionarea barelor.** Barele care compun fețele turlei sînt supuse la eforturi axiale de întindere sau compresiune. Dimensionarea se face cu formulele obișnuite. In STAS 1909-54 sînt date rezistențele admisibile și valorile coeficientului de flambaj pentru oțelul special OLX 52.

Excepție fac acele bare de care se fixează paravanele de protecție a platformelor de lucru și care trebuie dimensionate și la încovoiere. De exemplu barele ac și bd (v. fig. 169), pentru încărcarea din presiunea vîntului pe paravanul montat în jurul platformei de lucru, lucrează ca grinzi continui pe trei reazeme (a, e și c), încărcarea din vînt acționînd numai în panoul ae (fig. 176).

Pentru acest sistem momentele de încovoiere sînt:

— pe reazem $$M_e = -\frac{1}{16} q \cdot l^2; \qquad (4.13)$$

— în cîmp $$M_{max} = 0{,}096\, q \cdot l^2, \qquad (4.14)$$

q fiind încărcarea pe metru linear.

Dimensionarea acestor bare se face cu formula cunoscută:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi \cdot A_{br}} + \frac{M}{W} \leqslant \sigma_a. \qquad (4.15)$$

La turlele de capacitate mare este indicată întrebuinţarea oţelurilor de calitate superioară pentru executarea picioarelor turlei. Prin aceasta se reduce greutatea construcţiei metalice, ceea ce influenţează în mod favorabil costul transportului şi al montajului, dar mai ales, prin introducerea unui oţel de calitate superioară, este posibil ca picioarele turlei să fie executate din secţiuni formate din două corniere aşezate în cruce. Această secţiune este deosebit de favorabilă, deoarece permite executarea identică a nodurilor în cele patru feţe ale turlei. Pentru barele intermediare, diagonale şi orizontale, întrebuinţarea oţelurilor de calitate superioară nu este indicată. Aceste bare în majoritatea cazurilor au lungimi de flambaj mari şi secţiuni reduse, din care cauză coeficienţii de subţirime ai acestor bare sînt în general mai mari ca 100, situaţie în care, aşa cum se ştie, înlocuirea oţelului normal nu are sens.

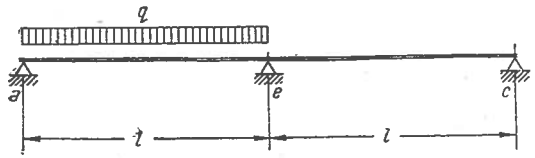


Fig. 176. Sistemul şi încărcarea barei a—c din acţiunea vîntului pe paravanul de protecţie.

IV.5. DETALII CONSTRUCTIVE

Construcţia metalică a turlei poate fi executată din ţevi, folosindu-se burlane vechi, sau din profile laminate.

În fig. 177 este arătată soluţionarea bazei piciorului în alternativa execuţiei din ţevi.

Deasupra plăcii de bază este fixat un guseu orizontal care permite ridicarea turlei cu ajutorul unui cric. Ţevile care alcătuiesc secţiunea diagonalelor şi orizontalelor, la capete se aplatisează şi se prind cu buloane de guseul fixat de piciorul turlei.

În fig. 178 este arătat un nod intermediar al aceleiaşi turle. În panourile superioare, sistemul diagonalelor fiind cu diagonale încrucişate, acestea pot fi executate din oţel rotund, dimensionarea făcîndu-se în acest caz la întindere.

Prinderea diagonalelor şi orizontalelor se face cu buloane de un guseu fixat de picioarele turlei prin intermediul unui manşon.

Îmbinările picioarelor se plasează în nod, manşonul fiind în acest caz şi eclisă.

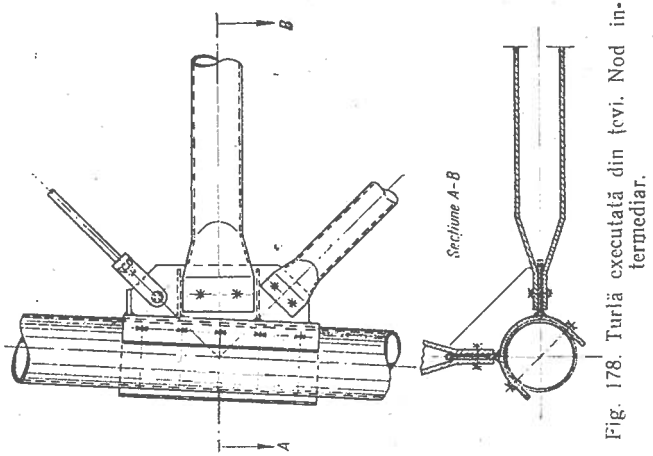


Fig. 178. Turlă executată din ţevi. Nod intermediar.

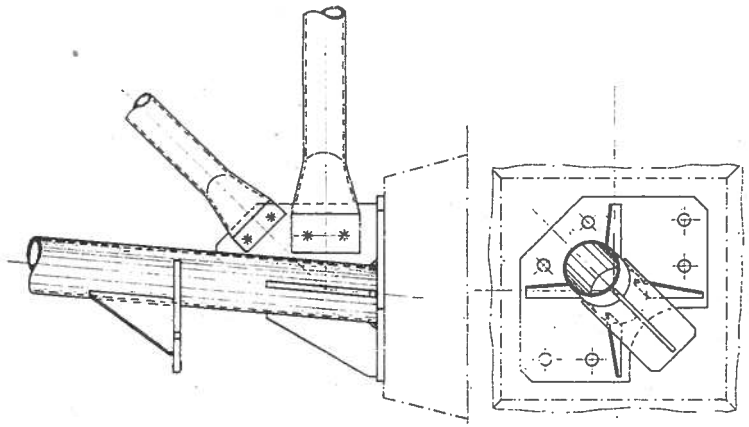


Fig. 177. Turlă executată din ţevi. Nodul de bază.

În fig. 179 este arătată baza piciorului turlei în cazul întrebuințării profilelor laminate obișnuite.

Fig. 179, *a* reprezintă nodul inferior în planul feței *A*, iar fig. 179, *b* în planul unei fețe normale (*B*, *C* sau *D*).

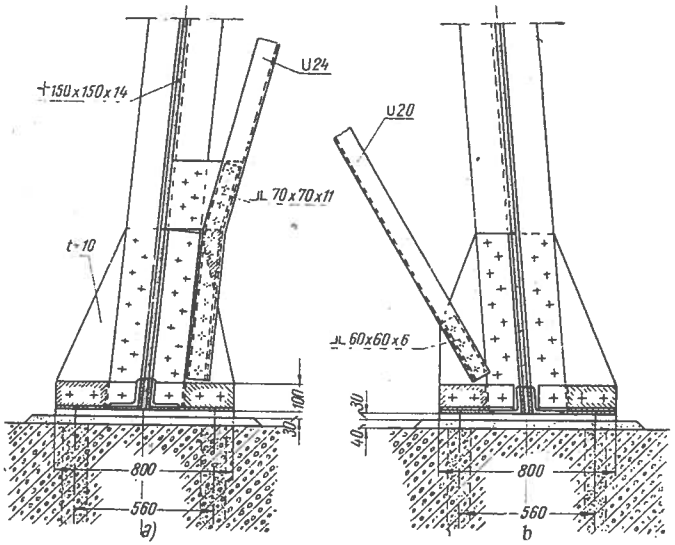


Fig. 179. Turlă executată din profile normale. Nodul de bază.

Diagonalele inferioare care încadrează poarta și care susțin paravanele de protecție din jurul platformei de lucru se execută din profile U. Prinderea de guseu se face prin corniere, profilul U fiind așezat simetric față de planul guseului.

În fig. 180 este arătată îmbinarea cornierelor care alcătuiesc secțiunea piciorului. Îmbinarea celor două corniere este plasată deasupra și dedesubtul nodului.

Capetele cornierelor picioarelor se frezează la dimensiuni exacte, astfel ca să fie asigurat contactul dintre cele două profile și deci transmiterea directă a forței de compresiune de la o bară la alta. Îmbinarea este asigurată printr-o cornieră de îmbinare și două eclise, dintre care una prinde cealaltă cornieră, neîmbinată, servind astfel și ca element de rigidizare. În acest caz, îmbinarea se dimensionează pentru jumătate din efortul în piciorul turlei. În fig. 180 este arătată și prinderea barelor în nod.

În fig. 181 sînt arătate cîteva noduri caracteristice ale feței *A* în regiunea porții: (nodul *E*, legătura orizontală *C—D*, precum și nodul *F*).

Cîteva detalii ale platformei podarului și ale degetului sînt date în fig. 182 și 183.

În fig. 182, *a* este arătată platforma podarului, detalii ale contravîntuirii orizontale și ale prinderii degetului de orizontala din fața turlei.

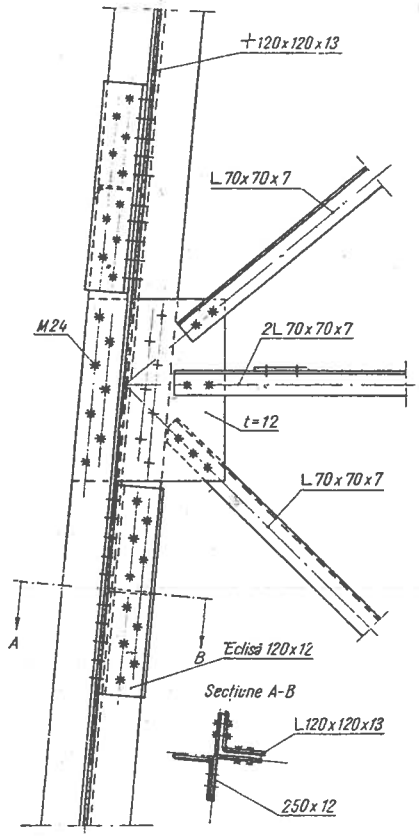


Fig. 180. Turlă executată din profile normale. Nod. intermediar și detaliu de îmbinare a cornierelor picioarelor.

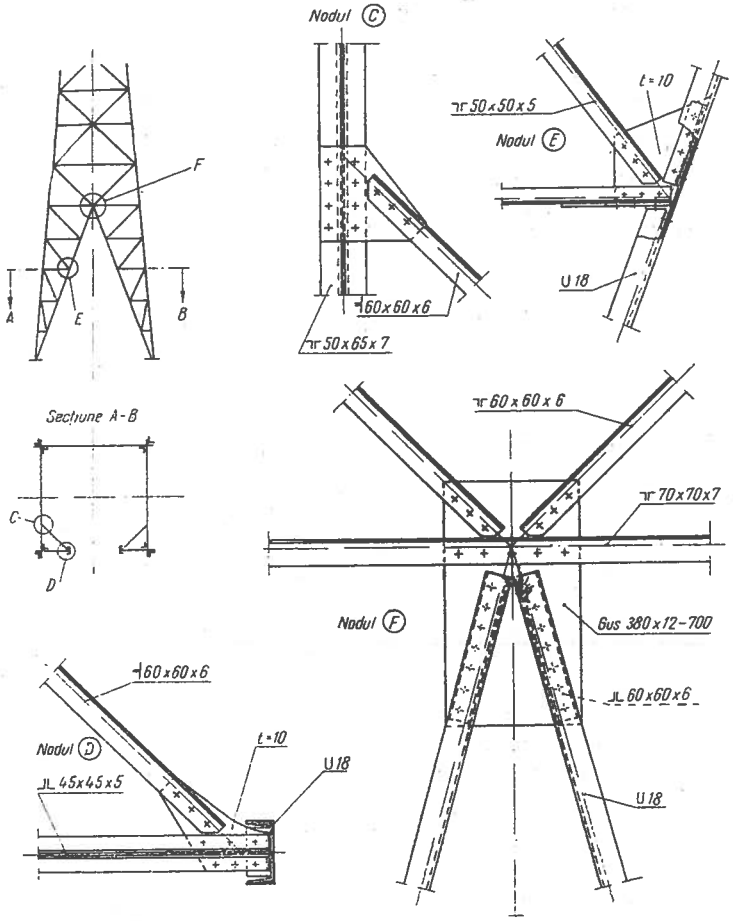


Fig. 181. Poarta din fața *A*. Detalii de noduri.

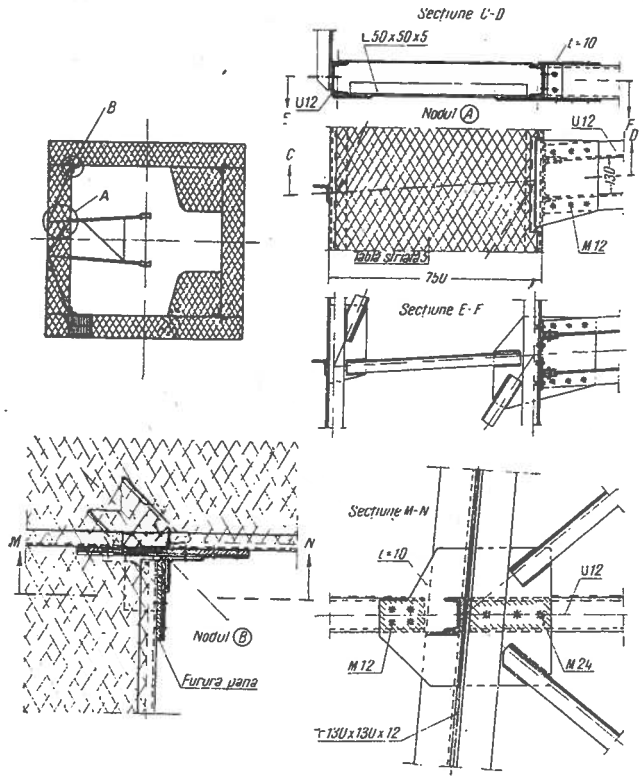


Fig. 182. Podeţul podarului:
a — detalii la platformă; *b* — detalii de prindere a grinzilor platformei.

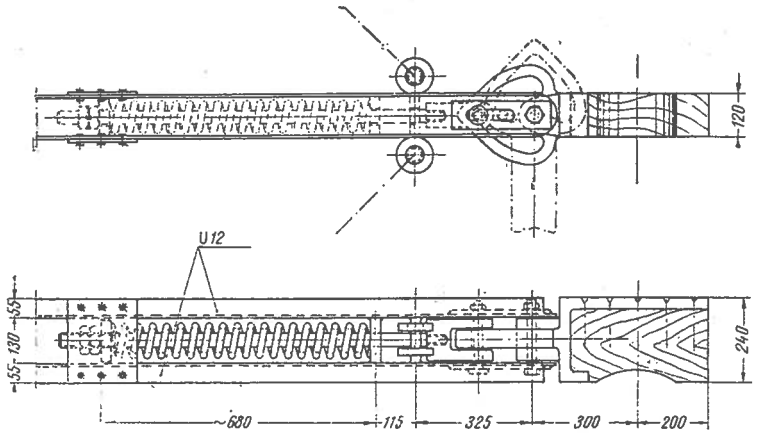


Fig. 183. Detaliul degetului turlei.

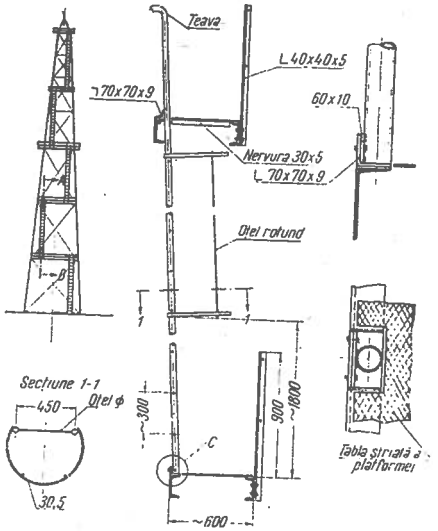


Fig. 184. Scări. Detalii constructive în cazul scărilor verticale.

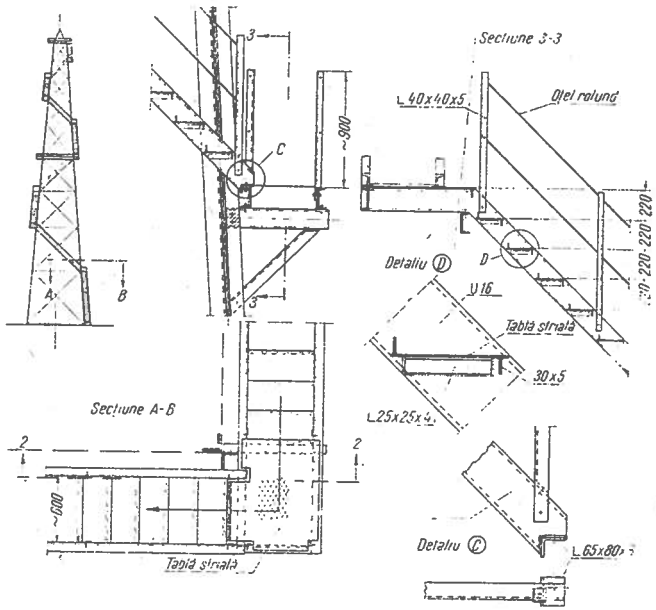


Fig. 185. Scări. Detalii constructive în cazul scărilor înclinate.

În fig. 182, *b* este arătată soluția prinderii grinzilor platformei de piciorul turlei. Din cauza înclinației piciorului și pentru ca grinzile platformei să fie verticale, prinderea acestora se realizează cu fururi pană.

În fig. 183 este arătată detaliat construcția degetului.

În momentul introducerii în coloană a unei noi prăjini, degetul este ridicat vertical. În poziție orizontală revine ușor și este menținut printr-un resort puternic. Degetul, așa cum se vede în figură, este ancorat în plan vertical cu bare din oțel rotund de orizontalele superioare și inferioare ale feței.

Detalii de scări sînt date în fig. 184 și 185.

IV.6. MONTAREA ȘI DEMONTAREA TURLELOR METALICE

Pentru montarea și demontarea turlelor metalice sînt folosite mai multe metode, aplicarea unei anumite metode depinzînd de posibilitățile șantierului și de gradul de mecanizare a operațiilor de montaj.

Turla poate fi montată în poziție verticală, începînd montajul de la bază, prin ridicarea barelor una după alta, cu ajutorul unui catarg, care se fixează pe construcția deja montată, sau cu ajutorul unei macara cu braț. Demontarea începe în sens invers, adică de la vîrf spre bază. Metoda are dezavantajul că timpul necesar montării sau demontării este îndelungat și că operațiile se execută la înălțime; în schimb utilajul de montaj este simplu și poate să fie chiar improvizat în parte la șantier.

O altă metodă este cea preconizată de Cherșenbaum; la această metodă montajul se face în tronsoane, începînd de sus. Pe măsură ce tronsonul superior este montat, cu ajutorul unui dispozitiv special este ridicat și sub el se montează transonul următor. Metoda are avantajul că toate operațiile de montaj se fac la nivelul terenului sau la mică înălțime. În schimb dispozitivul de ridicare este greu, deci mărește cheltuielile de transport și montarea și demontarea dispozitivului necesită ore de lucru care adăugate la cele necesare montajului turlei egalează orele necesare montajului după metoda descrisă mai înainte. După indicațiile literaturii sovietice montajul unei turle de 41 m, după prima metodă, necesită 270 om-ore, iar după metoda Cherșenbaum 156+96=252 om-ore (96 ore reprezintă timpul necesar montării și demontării dispozitivului).

O a treia metodă este următoarea: două fețe paralele sînt montate orizontal, culcate pe teren, într-o parte și alta a fundației și apoi sînt ridicate cu ajutorul unor catarge în poziția definitivă.

Elementele care compun celelalte fețe sînt ridicate unul după altul ca și la prima metodă descrisă. Față de aceasta, metoda are avantajul reducerii forței de muncă și a termenului de montaj, cele două fețe care se montează în poziție verticală putînd fi atacate în mai multe niveluri.

A patra metodă constă în a monta în întregime turla orizontal culcată pe teren și apoi a o ridica în poziție verticală. Demontarea se execută invers, adică mai întîi se culcă turla pe teren și apoi urmează desmembrarea. Această metodă are avantajul că toate lucrările de montare sau de demontare se execută pe teren și că montajul turlei este independent de executarea fundațiilor. De asemenea are avantajul că demontarea turlei de foraj se poate face în timpul exploatării sondei. Ridicarea se execută cu un troliu, cablul de ridicare fiind trecut peste o rolă, care se află în capătul unei console, fixată pe baza turlei.

INSTITUTUL POLITEHNIC BIBLIOTECA

O problemă în legătură cu această metodă este aceea de a verifica solicitările în bare din încărcările excepționale care apar la ridicarea turlei. În momentul ridicării, turla lucrează ca o grindă pe două reazeme cu o consolă (fig. 186, *a*), fiind încărcată în noduri cu forțe concentrate din greutatea proprie.

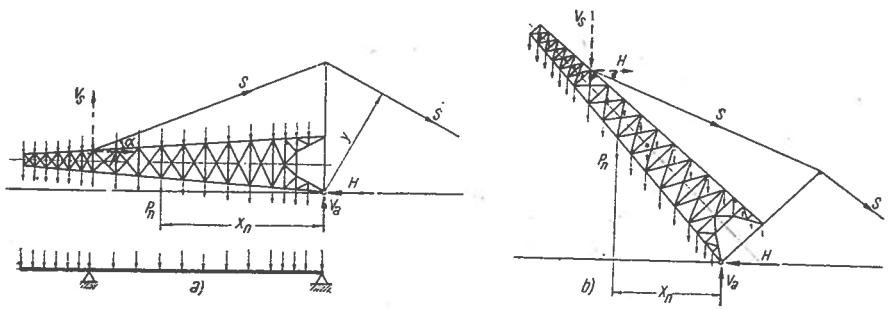


Fig. 186. Montajul turlei prin ridicare:
a — situația înainte de începerea ridicării; *b* — turla în timpul ridicării.

Efortul în cablu rezultă:

$$S \cdot y = \sum_{1}^{n} P_n \cdot x_n, \tag{4.16}$$

iar componentele reacțiunii în articulație:

$$V_a = \sum_{1}^{n} P_n - V_s, \tag{4.17}$$

unde:

$$V_s = S \cdot \sin \alpha.$$

și

$$H = S \cdot \cos \alpha. \tag{4.18}$$

Pe măsură ce turla este ridicată, efortul în cablu se reduce, deoarece, așa cum rezultă din fig. 186, *b*, momentul dat de forțele *P*, în raport cu articulația de reazem, este mai mic.

La calculul reacțiunii în articulație trebuie avută în vedere și reacțiunea rolei de conducere a cablului, a cărei influență se adaugă la reacțiunile calculate cu relațiile (4.17) și (4.18).

Eforturile în bare pot fi calculate grafic sau analitic, așa cum se va arăta în exemplul numeric. Ca rezistențe admisibile, pentru acest caz de încărcare excepțional, pentru OL 38 se poate lua: $\sigma_a = 1\,900$ kg/cm², iar pentru OLX 52, $\sigma_a = 2\,800$ kg/cm².

O atenție deosebită trebuie acordată instalației de protecție contra descărcărilor electrice. Se recomandă montarea pe capra geamblacului a unui vîrf de descărcare și executarea unei bune puneri la pămînt a construcției metalice.

IV.7. SUBSTRUCTURA TURLEI

Substructura turlei este un eșafodaj metalic, așezat în interiorul turlei, care are scopul de a susține masa Rotary precum și stivele de burlane și prăjini.

Substructura este formată dintr-un grătar de grinzi rezemate pe stîlpi independenți de construcția turlei.

În fig. 187 se redă după STAS 1909-54 sistemul substructurii turlelor cu baza de 8,0 m.

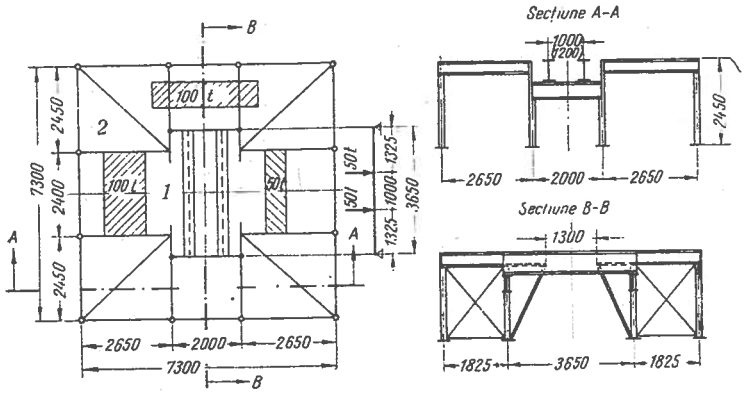


Fig. 187. Substructura turlei.

Ca încercări se consideră:

a) reacțiunea mesei Rotary în total 200 t repartizată în patru puncte pe grinzile (*1*) conform schiței;

b) simultan cu această încărcare se consideră și greutatea unei stive de prăjini de 100 t, stiva putînd fi așezată sau în fața troliului sau lateral.

Greutatea stivei se repartizează grinzilor (*2*) care trebuie dimensionate pentru 2/3 din greutatea stivei.

Pe grinzile principale, prin intermediul unor grinzi metalice sau de lemn se fixează podina de lucru executată din scînduri de 7 cm grosime. Podina se dimensionează pentru o încărcare de 2 000 kg/m².

Grinzile secundare se dimensionează la greutatea podinei și greutatea proprie plus o încărcare reprezentînd greutatea stivei de prăjini repartizată uniform pe suprafața de reazem, sau o sarcină concentrată de 5 600 kg, reprezentînd greutatea macaralei acționînd în poziția cea mai defavorabilă și o sarcină uniform distribuită de 500 kg/m².

Exemplu numeric 4-1. *Calculul static și dimensionarea unei turle de foraj cu o înălțime de 53,3 m și pentru o sarcină de lucru la cîrlig de 300 t.*

1. **Încărcările:**

— Greutatea proprie a turlei se apreciază la 40 t.

Capătul mort al cablului se consideră prins de grinda cadrului. Reacțiunea totală a grinzilor geamblacului rezultă din relația (4.3).

$$Q = 300 + 2\,\frac{300}{8 \times 0{,}85} + 21{,}5 = 410 \text{ t}.$$

Pentru greutatea geamblacului, a macaralei complete și a cîrligului s-au apreciat 21,5 t. Sarcina de lucru de 300 t cuprinde și majorarea cu coeficientul φ.

Forța H_c se ia egală cu 1 350 kg.

— Presiunea vîntului. In fig. 188 este arătată suprafața bătută de vînt a unei fețe precum și variația presiunii vîntului pe înălțimea turlei.

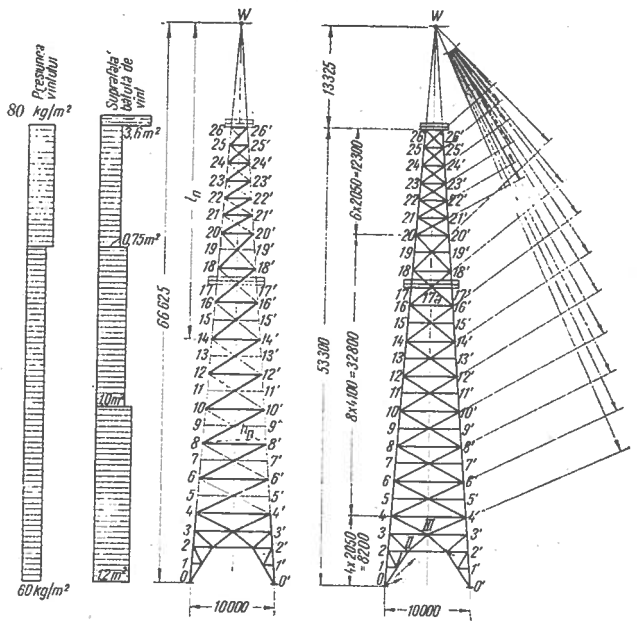


Fig. 188. Exemplu de calcul. Sistemul turlei de 53 m și încărcarea din vînt.

In tabela 25 sînt date forțele concentrate în noduri din presiunea vîntului pe fața respectivă

Tabela 25

Forțele concentrate în noduri din presiunea vîntului

Nod		P kg	Nod		P kg
1	0,5×1,2×60×2,05	74	16	0,5×1,0×60×4,1	123
2	0,5×1,2×60×2,05	74	18	0,5×1,0×60×4,1	123
3	0,5×1,2×60×2,05	74	20	0,5×0,75×80×2,05×1,5	93
4	0,5×1,2×60×2,05×1,5	111	21	0,5×0,75×80×2,05	62
6	0,5×1,2×60×2,05×2	148	22	0,5×0,75×80×2,05	62
8	0,5×1,2×60×2,05×2	148	23	0,5×0,75×80×2,05	62
10	0,5(1,2×60+1,0×60)2,05	135	24	0,5×0,75×80×2,05	62
12	0,5×1,0×60×4,1	123	25	0,5×0,75×80×2,05	62
14	0,5×1,0×60×4,1	123	26	31+1,8×80	175

Forțele orizontale, din împingerile pe deget H_d și H_v ale stivei de prăjini, în planul feței de care degetul este fixat, se calculează din relația (4.12). Cu datele corespunzătoare din tabela 23 se obține:

$$F_d = H_d \frac{3b_1 - 2c}{4b_1} = 3\,520 \frac{3\times 4{,}77 - 1{,}8}{4\times 4{,}77} = 2\,310 \text{ kg.}$$

$$F_v = H_v \frac{3b_1 - 2c}{4b_1} = 2\,050 \frac{12{,}51}{19{,}08} = 1\,345 \text{ kg.}$$

2. **Calculul eforturilor în bare.** Acest calcul se conduce în paralel pentru două sisteme:

Sistemul I, la care se ține seama numai de diagonalele întinse. Nedeterminarea statică exterioară se ridică presupunînd că împingerile orizontale în articulațiile de reazem sînt egale. Sistemul rămîne odată static nedeterminat, ca necunoscută introducîndu-se efortul în orizontala *II-II'*

Sistemul II, la care se ia în considerație și lucrul diagonalelor comprimate. Nedeterminarea exterioară se ridică, așa cum s-a arătat la sistemul I. Eforturile în diagonalele încrucișate se calculează presupunînd că în diagonalele aceluiași panou eforturile sînt egale și de semne diferite, sau ceea ce este același lucru, împărțind sistemul în două sisteme static determinate, fiecare sistem fiind încărcat cu jumătate din forțele exterioare. Așa cum se va arăta prin calcule, efortul din bara *II-II'* din încărcările orizontale este nul La încărcările din greutatea proprie și utilă cele două sisteme se comportă identic.

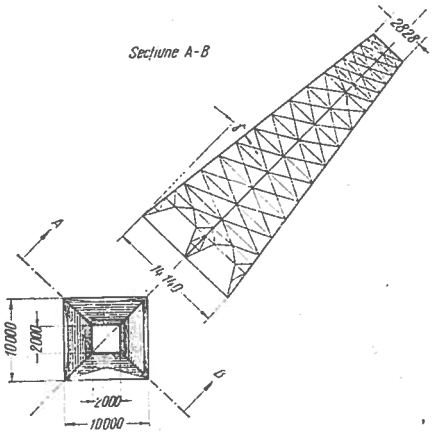


Fig. 189. Schemă de calcul pentru greutatea proprie și încărcarea utilă.

Eforturile în barele sistemului principal static determinat; obținut prin anularea necunoscutei *X*:

a) din greutatea proprie

$$\operatorname{tg}\gamma = \frac{14\,140 - 2\,828}{2\times 53\,300} = 0{,}106.$$

$$\gamma = 6^\circ \quad \cos\gamma = 0{,}9945$$

$$P_g = \frac{40\,000}{4\times 0{,}9945} = 10\,050 \text{ kg.}$$

b) Sarcina utilă verticală

$$P_Q = \frac{410\,000}{4\times 0{,}9945} = 103\,000 \text{ kg.}$$

$$O_{26} = \frac{410\,000}{4}\, 0{,}106\cdot 0{,}707 = 7\,680 \text{ kg.}$$

b) Forța orizontală H_c. Eforturile în bare sînt determinate analitic pentru o forță $H_c = 1$ Intr-un desen la scară s-au măsurat distanțele perpendiculare pe direcția barelor respective din punctele față de care s-au calculat momentele forțelor exterioare (fig. 190).

Reacțiunile:

— orizontale. $H_a = H_b = 0{,}50\ t.$

— verticale: $A = -B = -\frac{53{,}3}{10} = -5{,}33\ t.$

Eforturile în tălpi, diagonale și orizontale din această încărcare și separat pentru cele două sisteme sînt date în tabelele următoare.

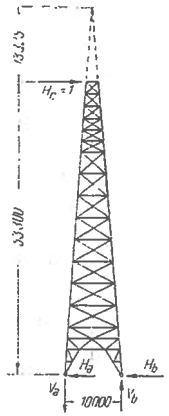


Fig. 190. Încărcarea cu o forță $H_c=1$ la nivelul coroanei.

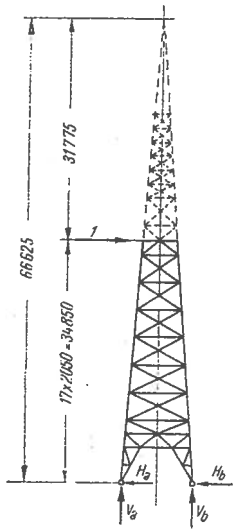


Fig. 191. Încărcarea cu o forță $H=1$ la nivelul degetului.

Tabela 26

Eforturile în picioare

Sistemul cu diagonale întinse					Sistemul cu diagonale încrucișate				
Bara	Bara	M	h	S	Bara	Bara	M	h	S
0— 2	0′— 2′	6,04	1,16	±5,20	0— 2	0′— 2′	6,04	1,16	±5,20
2— 3	2′— 3′	12,09	2,33	±5,20	2— 3	2′— 3′	12,09	2,33	±5,20
3— 4	3′— 4′	23,58	4,50	±5,25	3— 4	3′— 4′	23,58	4,50	±5,25
	4′— 6′	45,10	8,60	−5,24	4— 6	4′— 6′	42,70	4,20	±5,08
4— 6	6′— 8′	41,00	8,20	±5,00	6— 8	6′— 8′	38,50	3,90	±4,93
6— 8	8′—10′	36,90	7,50	±4,92	8—10	8′—10′	34,40	3,60	±4,72
8—10	10′—12′	32,80	6,90	±4,75	10—12	10′—12′	30,30	3,30	±4,58
10—12	12′—14′	28,70	6,30	±4,55	12—14	12′—14′	26,20	3,00	±4,36
12—14	14′—16′	24,60	5,70	±4,32	14—16	14′—16′	22,10	2,60	±4,25
14—16	16′—18′	20,50	5,00	±4,10	16—18	16′—18′	18,00	2,40	±3,75
16—18	18′—20′	16,40	4,40	±3,73	18—20	18′—20′	13,80	2,10	±3,29
18—20	20′—21′	12,30	3,90	±3,15	20—21	20′—21′	11,00	1,90	±2,90
20—21	21′—22′	10,25	3,50	±2,93	21—22	21′—22′	8,90	1,75	±2,54
21—22	22′—23′	8,20	3,20	±2,56	22—23	22′—23′	6,90	1,60	±2,15
22—23	23′—24′	6,15	2,90	±2,12	23—24	23′—24′	4,80	1,40	±1,72
23—24	24′—25′	4.10	2,60	±1,58	24—25	24′—25′	2,80	1,25	±1,12
24—25	25′—26′	2,05	2,30	±0,89	25—26	25′—26′	0,90	1,10	±0,41
25—26	—	0	2,10	0					

Tabela 27

Eforturile în diagonale

Sistemul cu diagonale întinse				Sistemul cu diagonale încrucișate	
Bara	c_n	M_w	D	M_w	D
26—25	10,8	13,325	+1,23	6,662	±0,62
25—24	12,4	13,325	+1,07	6,662	±0,53
24—23	14,5	13,325	+0,91	6,662	±0,46
23—22	16,4	13,325	+0,81	6,662	±0,41
22—21	19,0	13,325	+0,70	6,662	±0,35
21—20	21,2	13,325	+0,63	6,662	±0,32
20—18	19,2	13,325	+0,69	6,662	±0,35
18—16	23,5	13,325	+0,56	6,662	±0,28
16—14	28,1	13.325	+0,47	6,662	±0,24
14—12	32.6	13,325	+0,41	6,662	±0,21
12—10	37,0	13,325	+0,36	6,662	±0,18
10— 8	41,6	13 325	+0,32	6,662	±0,16
8— 6	45,6	13,325	+0,29	6,662	±0,15
6— 4	50,0	13,325	+0,27	6,662	±0,14
4—III	55,0	6,662	±0,12	6,662	±0,12
3—II	3,25	0,18	±0,06	0,18	±0,06
2—I	2,15	0	± 0	0	0
0—I	1,0	0,20	±0,20	0,20	±0,20
I—II	2,0	0,40	±0,20	0,40	±0,20
II—III	3,0	0,60	±0,20	0,60	±0,20

Tabela 28

Eforturile în orizontale

Sistemul cu diagonale întinse				Sistemul cu diagonale încrucișate
Bara	l_n	M_w	O	O
26	13,325	13,325	−1,0	−0,5
25	15,375	13,325	−0,87	0
24	17,425	13.325	−0,77	0
23	19,475	13,325	−0,68	0
22	21,525	13,325	−0,62	0
21	23,575	13,325	−0,57	0
20	25,625	13,325	−0,52	0
18	29,725	13,325	−0,45	0
16	33,825	13,325	−0,39	0
14	37,925	13,325	−0,35	0
12	42,025	13,325	−0,32	0
10	46,125	13,325	−0,29	0
8	50,225	13,325	−0,27	0
6	54,325	13,325	−0,25	0
4	58,425	6,662	−0,11	0
3—III	4,15	0,18	∓0,04	∓0,04

d) *Impingerea orizontală pe deget.* Eforturile în bare sînt determinate analitic pentru o forță orizontală unitară (fig. 191).

Reacțiunea orizontală $H_a=H_b=0{,}5$ *t.*

Reacțiunea verticală $A=-B=-\dfrac{17\times 2{,}05}{10}=-3{,}485$ t.

Tabela 29

Eforturile în picioare

Sistemul cu diagonale întinse					Sistemul cu diagonale încrucișate			
Bara	Bara	M	h	S	Bara	M	h	S
0— 2	0′—2′	3,60	1,16	±3,10	0—2	3,60	1,16	±3,10
2— 3	2′—3′	7,20	2,33	±3,10	2—3	7,20	2,33	±3,10
3— 4	3′—4′	28,70	9,00	±3,18	3—4	28,70	9,00	±3,18
	4′—6′	26,65	8,60	∓3,10	4—6	24,70	4,20	±2,94
4— 6	6′—8′	22,55	8,20	∓2,75	6—8	20,50	3,90	±2,63
6— 8	8′—10′	18,45	7,50	±2,46	8—10	16,40	3,60	±2,28
8—10	10′—12′	14,35	6,90	±2,08	10—12	12,30	3,30	∓1,87
10—12	12′—14′	10,25	6,30	±1,63	12—14	8,20	3,00	∓1,37
12—14	14′—16′	6,15	5,70	±1,08	14—16	4,10	2,60	±0,79
14—16		2,05	5,00	+0,41	16—17	—		0
16—17		—		0				

Tabela 30

Eforturile în diagonale

Sistemul cu diagonale întinse				Sistemul cu diagonale încrucișate	
Bara	c_n	M_w	D	M_w	D
17 —16	23,50	15,888	±0,67	15,888	±0,67
16a—14	28,10	31,775	+1,13	15,888	±0,56
14′ —12	32,60	31,775	+0,97	15,888	±0,48
12′ —10	37,00	31,775	+0,86	15,888	±0,43
10′ —8	41,60	31,775	+0,76	15,888	±0,38
8′ —6	45,60	31,775	+0,70	15,888	∓0,35
6′ —4	50,00	31,775	+0,64	15,888	±0,32
4′ —III	55,00	15,888	±0,29	15,888	±0,29
3 —II	3,25	0,464	±0,14	0,464	±0,14
2 —I	2,15	0	0	0	0
0 —I	1,00	0,489	±0,49	0,489	±0,49
I —II	2,00	0,987	∓0,49	0,987	∓0,49
II —III	3,00	1,467	±0,49	1,467	∓0,49

Tabela 31

Eforturile în orizontale

Sistemul cu diagonale întinse				Sistemul cu diagonale încrucișate
Bara	l_n	M_w	O t	O t
17	31,775	31,775	−1,00	−1,00
16	33,825	15,888	−0,47	0
14	37,920	31,775	−0,84	0
12	42,025	31,775	−0,75	0
10	46,125	31,775	−0,69	0
8	50,225	31.775	−0,63	0
6	54,325	31,775	−0,58	0
4	58,425	15,888	−0.27	0
3—III	4,150	0,464	∓0,11	∓0.11
2—II			0	0
1—I			0	0

e) Acțiunea vîntului (fig. 192)

$$H_{av}=H_{bv}=\sum P=1\,834 \text{ kg}$$

$$A_v=-B_v=-\frac{103\,000}{10}=-10\,300 \text{ kg}$$

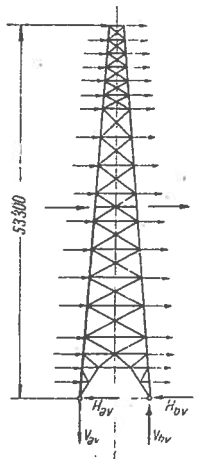


Fig. 192. Încărcarea din vînt.

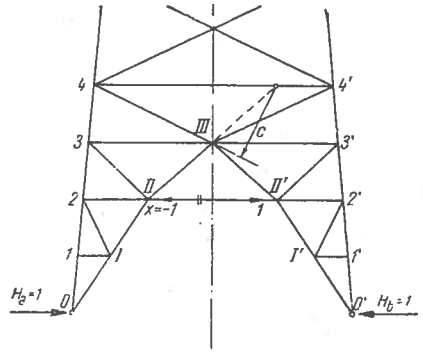


Fig. 193 Încărcarea din X= — 1.

Tabela 32

Eforturile în picioare

Sistemul cu diagonale întinse					Sistemul cu diagonale încruci ate			
Bara	Bara	M	h	S kg	Bara	M	h	S kg
0— 2	0′—2′	9 920	1,16	∓8 550	0— 2	9 920	1,16	±8 550
2— 3	2′—3′	19 992	2,33	∓8 550	2— 3	19 992	2,33	±8 550
3— 4	3′—4′	40 726	4,50	∓9 050	3— 4	40 726	4,50	±9 050
	4′—6′	75 100	8,60	∓8 750	4— 6	67 880	4,20	∓8 080
4— 6	6′—8′	62 850	8,20	∓7 670	6— 8	56 030	3,90	∓7 200
6— 8	8′—10′	51 750	7,50	∓6 900	8—10	45 660	3,60	∓6 350
8—10	10′—12′	41 860	6,90	∓6 080	10—12	36 470	3,30	±5 520
10—12	12′—14′	33 100	6,30	∓5 250	12—14	28 331	3,00	∓4 720
12—14	14′—16′	25 350	5,70	∓4 450	14—16	21 202	2,60	±4 080
14—16	16′—18′	18 600	5,00	∓3 720	16—18	15 093	2,40	±3 150
16—18	18′—20′	12 850	4,40	∓2 920	18—20	9 834	2,10	±2 350
18—20	20′—21′	8 116	3,90	∓2 090	20—21	6 885	1,90	±1 810
20—21	21′—22′	6 131	3,50	∓1 755	21—22	4 917	1,75	±1 405
21—22	22′—23′	4 396	3,20	∓1 375	22—23	3 385	1,60	±1 060
22—23	23′—24′	2 916	2,90	∓1 005	23—24	2 097	1,40	± 750
23—24	24′—25′	1 686	2,60	∓ 648	24—25	1 050	1,25	± 420
24—25	25′—26′	716	2,30	∓ 311	25—26	315	1,10	± 143
25—26		0		0				

Tabela 33

Eforturile în diagonale

Sistemul cu diagonale întinse				Sistemul cu diagonale încrucișate	
Bara	c_n	M_w	D kg	M_w	D kg
26'—25	10,8	4 660	+ 430	2 330	± 215
25'—24	12,4	6 570	+ 530	3 285	± 265
24'—23	14,5	8 730	+ 602	4 365	± 301
23'—22	16,4	11 150	+ 680	5 575	± 340
22'—21	19,0	13 820	+ 730	6 910	± 365
21'—20	21,2	16 740	+ 790	8 370	± 395
20'—18	19,2	21 760	+1 130	10 880	± 565
18'—16	23,5	29 260	+1 245	14 630	± 622
16'—14	28,1	37 570	+1 340	18 785	± 670
14'—12	32,6	46 890	+1 435	23 445	± 717
12'—10	37,0	57 270	+1 545	28 635	± 772
10'— 8	41,6	69 750	+1 675	34 875	± 837
8'— 6	45,6	84 600	+1 855	42 300	± 927
6'— 4	50,0	100 650	+2 013	50 325	±1 006
4'—III	55,0	113 600	±1 030	113 600	±1 030
3'—II	3,25	2 230	± 685	2 230	± 685
2'—I	2,15	152	± 71	152	± 71
0 —I	1,0	2 170	±2 170	2 170	±2 170
I'—II	2,0	4 188	±2 094	4 188	±2 094
II'—III	3,0	6 054	±2 018	6 054	±2 018

Tabela 34

Eforturile în orizontale

Sistemul cu diagonale întinse				Sistemul cu diagonale încrucișate
Bara	l_n	M_w	O kg	O kg
26	13,325		— 175	0
25	15,375	5 610	— 364	0
24	17,425	7 650	— 440	0
23	19,475	9 940	— 510	0
22	21,525	12 485	— 580	0
21	23,575	15 280	— 648	0
20	25,625	19 130	— 748	0
18	29,725	25 170	— 850	0
16	33,825	33 990	—1 005	0
14	37,925	42 810	—1 130	0
12	42,025	52 630	—1 255	0
10	46,125	64 030	—1 390	0
8	50,225	77 690	—1 545	0
6	54,325	93 160	—1 720	0
4	58,425	50 860	— 870	0
3—III	4,15	2 534	± 610	∓610
2—II	4,10	456	± 111	∓111
1—I	2,05		∓ 74	∓ 74

f) Eforturile în bare din $X=-1$

Influența necunoscutei X se extinde numai asupra părții inferioare a sistemului. Cele două sisteme (cu diagonale întinse și cu diagonale încrucișate) sînt în această regiune inferioară a feței identice.

Așa cum se vede din tabela 35, influența necunoscutei X se extinde asupra unui număr redus de bare. În tabelele care urmează sînt calculate din diferitele încărcări eforturile în barele sitemului static nedeterminat.

În aceste tabele nu sînt trecute decît barele a căror eforturi sînt influențate de mărimea necunoscutei X. Eforturile în celelalte bare ale sistemului, pentru diferitele încărcări, sînt cele obținute în sistemul static determinat. În aceste tablouri sînt apreciate și secțiunile barelor care interesează.

Tabela 35

Eforturi în bare din $X=-1$

Bara	M	c	S
0—3	4,1	2,33	+1,76
3—4	4,1	4,50	+0,91
0—II	4,1	2,00	—2,05
II—III	4,1	3,00	—1,37
3—II	4,1	3,25	—1,26
4—III	6,1	2,80	—2,18
3—III	4,1	4,15	—0,99
4—4	4,1	2,05	±2,00
II—II'			±1,00

Așa cum se vede din tabela 38 pe N^0 se extinde numai asupra orizontalei *4—4'*, deoarece din încărcările exterioare eforturile în celelalte bare ale sistemului sînt antimetrice față de axa de simetrie, pe cînd eforturile din încărcarea $X=-1$ sînt simetrice. Din cauza aceasta, valoarea necunoscutei X, pentru aceste încărcări este foarte mică și deci și influența asupra celorlalte bare va fi redusă.

În cazul sistemelor cu diagonale încrucișate la care pentru încărcările trecute în tabela 38 efortul în orizontala 4—4' este nul, rezultă că și efortul în bara II—II', adică valoarea necunoscutei X este de asemenea egală cu zero. Evident efortul în bara II—II' nu va fi egal cu zero pentru acele încărcări care produc în barele simetrice, eforturi de același semn, cazul încărcării cu greutatea proprie și sarcina utilă. În acest caz eforturile în barele sistemului static nedeterminat au aceleași valori ca și în sistemul cu diagonale întinse, valori trecute în tabela 37.

3. **Dimensionarea.** *a) Piciorul turlei.* Efortul maxim de compresiune apare în bara 4-6, adică deasupra porțiunii din sistem, influențată de necunoscuta X. Efortul total în această bară se obține deci din însumarea eforturilor din încărcările exterioare în sistemul static determinat.

Stabilim acest efort în cele două ipoteze de încărcare.

Tabela 36

Eforturi în bara 4-6

Încărcarea	Încărcări normale	Încărcări normale plus accidentale
Greutatea proprie	10,50	10,50
Sarcina utilă	103,00	103,00
Din $H_c=1,35$ t...$5,24\times1,35=$	7,06	7,06
Din $0,5\cdot H_d=1,76$ t...$3,10\times1,76=$	5,47	5,47
Din $0,5\cdot H_v=1,02...3,10\times1,02=$	—	3,18
Din vînt	—	8,75
Total	126,03	137,96

Secțiunea aleasă: $\perp\!\!\!\perp$ $130\times130\times14$ din OLX52

$A=69,4$ cm^2; $i_x=4,97$ cm; $l_f=205$ cm.

Tabela 37

Eforturi în sistemul static nedeterminat

Bara	l cm	A cm²	N_1 t	$\varrho=\frac{N_1 l}{A}$	ϱN_1	Încărcare din greut. proprie				Încărcarea utilă			
						N_g°	ϱN_g°	$-X_g N_1$	N_g t	N_a°	ϱN_a°	$-X_Q N_1$	N_Q t
0—2	412	80,6	+1,76	+ 8,996	15,833	−10,05	−90,410	+0,77	−9,28	−103,00	926,588	+ 8,60	−94,40
2—3	206	80,6	+1,76	+ 4,498	7,916	−10,05	−45,205	+0,77	−9,28	−103,00	463,294	+ 8,60	−94 40
3—4	206	80,6	+0,91	+ 2,326	2,117	−10,05	−23,376	+0,40	−9,65	−103,00	239,578	+ 4,45	−98,55
0′—2′	412	80,6	+1,76	+ 8,996	15,833	−10,05	−90,410	+0,77	−9,28	−103,00	926,588	+ 8,60	−94,40
2′—3′	206	80,6	+1,76	+ 4,498	7,916	−10,05	−45,205	+0,77	−9,28	−103,00	463,294	+ 8,60	−94,40
3′—4′	206	80,6	+0,91	+ 2,326	2,117	−10,05	−23,376	+0 40	−9,65	−103,00	239,578	+ 4,45	− 98,55
0—I	245	28,0	−2,05	−17,938	36,773	—	—	−0,90	−0,90	—	—	−10,00	−10,00
I—II	245	80,6	− 2,05	−17,938	36,773	—	—	−0,90	−0,90	—	—	−10,00	−10,00
II—III	310	22,0	−1,37	−19,305	26,448	—	—	−0,60	−0,60	—	—	− 6,70	− 6,70
0′—I′	245	28,0	−2,05	−17,938	36,773	—	—	−0,90	−0,90	—	—	−10,00	−10,00
I′—II′	245	28,0	−2,05	−17,938	36,773	—	—	−0,90	−0,90	—	—	−10,00	−10,00
II′—III′	310	22,0	−1,37	−19,305	26,448	—	—	−0,60	−0,60	—	—	− 6,70	− 6,70
3—II	300	22,0	−1,26	−17,182	21,649	—	—	−0,55	−0,55	—	—	− 6,15	− 6,15
4—III	485	22,0	−2,18	−48,059	104,769	—	—	−0,96	−0,96	—	—	−10,65	−10,65
3′—II′	300	22,0	−1,26	−17,182	21,649	—	—	−0,55	−0,55	—	—	− 6,15	− 6,15
4′—III′	485	22,0	−2,18	−48,059	104,769	—	—	−0,96	−0,96	—	—	−10,65	−10,65
3—III	454	31,0	+0,99	+14,499	14,354	—	—	+0,44	+0,44	—	—	+ 4,85	+ 4,85
3′—III	454	31,0	+0,99	+14,499	14,354	—	—	+0,44	+0,44	—	—	+ 4,85	+ 4,85
4—4′	877	31,0	+2,00	+56,581	113,162	—	—	+0,88	+0,88	—	—	+ 9,76	+ 9,76
II—II′=X	469	22,0	−1,00	−21,318	21,318	—	—	−0,44	−0,44	—	—	− 4,88	− 4,88
						Σ = 667,744		Σ=294,606		Σ=3258,920			

Tabela 38

Eforturi în sistemul static nedeterminat

Bara	N_4	ϱ	Sistemul cu diagonale întinse															
			Vînt				H_c=1350 kg				F_d=2310 kg				F_v = 1345 kg			
			N_v°	ϱN_v°	$-X_v N_1$	N_v	N_H°	ϱN_H°	$X_H N_1$	N_H	N_d°	ϱN_d°	$-X_d N_1$	N_d	N_{Fv}°	ϱN_{Fv}°	$-X_{Fv} N_1$	N_{Fd}
2—0	+1,76	+8,996	+8,55		0,13	+8,68	+7,00		+0,02	+7,02	+7,20		+0,10	+7,30	+4,17		+0,06	+4,23
2—3	+1,76	+4,498	+8,55		0,13	+8,68	+7,00		+0,02	+7,02	+7,20		+0,10	+7,30	+4,17		+0,06	+4,23
3—4	+0,91	+2,326	+9,05		0,07	+9,12	+7,10		+0,01	+7,11	+7,35		+0,05	+7,40	+4,28		+0,03	+4,31
0′—2′	+1,76	+8,996	−8,55		0,13	−8,42	+7,00		+0,02	−6,98	−7,20		+0,10	−7,10	−4,17		+0,06	−4,11
2′—3′	+1,76	+4,498	−8,55		0,13	−8,42	+7,00		+0,02	−6,98	−7,20		+0,10	−7,10	−4,17		+0,06	−4,11
3′—4′	+0,91	+2,326	−9,05		0,07	−8,98	−7,10		+0,01	+7,09	−7,35		+0,05	−7,30	−4,28		+0,03	−4,25
0—I	−2,05	−17,938	+2,17		−0,15	+2,02	+0,27		−0,02	+0,25	+1,13		−0,12	+1,01	+0,66		−0,07	+0,59
I—II	−2,05	−17,938	+2 09		−0,15	+1,94	+0,27		−0,02	+0,25	+1,13		−0,12	+1,01	+0,66		−0,07	+0,59
II—III	−1,37	−19,305	+2,02		−0,10	+1,92	+0,27		−0,02	+0,25	+1,13		−0,08	+1,05	+0,66		−0,04	+0,62
0′—I′	−2,05	−17.938	−2,17		−0,15	−2,32	−0,27		−0,02	- 0,29	−1,13		−0,12	−1,25	−0,66		−0,07	−0,73
I′—II′	−2,05	−17,938	−2,09		−0,15	−2,24	−0,27		−0,02	−0,29	−1,13		−0,12	−1,25	−0,66		−0,07	−0,73
II′—III′	−1,37	−19,305	−2,02		−0,10	−2,12	−0,27		−0,02	−0,29	−1,13		−0,08	−1,21	−0,66		−0,04	−0,70
3—II	−1,26	−17,182	+0,68		−0,09	+0,59	+0,08		−0,02	+0,06	+0,32		−0,07	+0,25	+0,20		−0,04	+0,16
4—III	−2,18	−48,059	−1,03		−0,16	−1,19	−0,16		−0,02	−0,18	−0,67		−0,12	−0,79	−0,39		−0,07	−0,46
3′—II′	−1,26	−17,182	−0,68		−0,09	−0,77	−0,08		−0,02	−0,10	−0,32		−0,07	−0,39	−0,20		−0,04	−0,24
4′—III	−2,18	−48,059	+1,03		−0,16	+0,87	+0,16		−0,02	+0,14	+0,67		−0,12	+0,55	+0,39		−0,07	+0,32
3—III	+0,99	+14,499	−0,61		+0,07	- 0,54	−0,05		+0,01	−0,04	−0,25		+0,06	−0,19	−0,15		+0,03	−0,12
3′—III	+0,99	+14,499	+0,61		+0,07	+0,68	+0,05		+0,01	+0,06	+0,25		+0,06	+0,31	+0,15		+0,03	+0,18
4—4′	+2,00	+56,581	−0,87	−49,4	+0,16	−0,71	−0,15	−8,49	+0,02	−0,13	−0,62	−37,34	+0,11	−0,51	−0,36	−21,5	+0,06	−0,30
II—II′=X	−1,00	−21,318	—	—	−0,074	−0,074	—	—	−0,012	−0,012			−0,056	−0,056			−0,032	−0,032
			Σ=−49,4				Σ=8,49				Σ=37,34				Σ=21,5			

$$\lambda = \frac{205}{4{,}97} = 41\,; \quad \varphi = 0{,}873.$$

$$\sigma = \frac{126\,030}{0{,}873 \times 69{,}4} = 2\,070 \text{ kg/cm}^2 < 2\,100.$$

$$\sigma = \frac{137\,960}{0{,}873 \times 69{,}4} = 2\,270 \text{ kg/cm}^2 < 2\,400.$$

b) Diagonala 6-8'. Și această bară se află în porțiunea sistemului neinfluențată de necunoscuta X. Efortul maxim se obține in alternativa de încărcare 2 (v. pag. 188).

In sistemul cu diagonale întinse

din împingerea prăjinilor F_d (tabl. 33)	$0{,}7 \times 2\,310$	1 620 kg
din vînt pe turlă (tab. 30)		+1 855 kg
din vînt pe stiva de prăjini, F_v	$0{,}7 \times 1\,345$	940 kg
	D_{max} =	+ 4 415 kg

Secțiunea aleasă: ⌊ 40×60×5 din OL 38.

$$A_{efect} = 3{,}94 \text{ cm}^2$$

$$\sigma = \frac{4\,415}{3{,}94} = 1\,120 \text{ kg/cm}^2 \leqslant 1\,400.$$

In sistemul cu diagonale încrucișate

$$D_{max} = \pm 2\,208 \text{ kg.}$$

lungimile de flambaj: $l_{fx} = 450$ cm; $l_{fy} = 900$ cm.

secțiunea aleasă: ⊢ 80×120×8 din OL 38.

$A = 31{,}0$ cm²; $i_x = 2{,}29$ cm; $i_y = 5{,}76$ cm.

$$\lambda_x = \frac{450}{2{,}29} = 196 < 200\,; \quad \varphi = 0{,}160.$$

$$\lambda_y = \frac{900}{5{,}76} = 156.$$

$$\sigma = \frac{2\,208}{0{,}16 \times 31} = 475 \text{ kg/cm}^2 < 1\,400.$$

Secțiunea barei este determinată din condiția de rigiditate astfel, ca raportul de subțirime să nu depășească 200. Așa cum rezultă din comparația celor două sisteme, pentru diagonala în cauză, sistemul doi cu diagonalele așezate în cruce, necesită o secțiune de opt ori mai mare.

c) Bara O-I-II. In alternativa 1 de încărcare, efortul maxim va fi:

din greutatea proprie, (tabela 37)		— 0,90 t
din sarcina utilă (tabela 37) . .	$1{,}2 \times 10{,}00 =$	—12,00 t
din forța H_c (tabela 38)		— 0,29 t
din forța F_d^c (tabela 38)		— 1,25 t
		—14,44 t

In alternativa 2 de încărcare efortul maxim va fi:

din greutatea proprie	— 0,90 t
din forța F_d	— 1,25 t
din forța F_v (tabela 37)	— 0,73 t
din vînt (tabela 37)	— 2,32 t
	— 5,20 t

In această alternativă va trebui să ținem seama și de presiunea vîntului pe paravanul de protecție montat în jurul platformei de lucru și care este fixat și de această bară (fig. 194).

Încărcarea în nodul 1:

$$R_1 = 60\,\frac{4\,30 + 3{,}95}{2}\,1{,}025 = 254 \text{ kg,}$$

iar momentul maxim de încovoiere:

$$M = \frac{254 \times 4{,}9}{4} = 311 \text{ kg m.}$$

Secțiunea aleasă: U 18 din OL 38

$= 23{,}0$ cm²; $i_x = 6{,}95$ cm; $i_y = 2{,}02$ cm; $W_x = 150$ cm³

$$\lambda_x = \frac{245}{2{,}02} = 121\,; \quad \varphi = 0{,}421$$

$$\lambda_y = \frac{490}{6{,}95} = 71\,;$$

$$\sigma = \frac{14\,440}{0{,}421 \times 28{,}0} = 1\,235 \text{ kg/cm}^2 < 1\,400\,;$$

$$\sigma = \frac{5\,200}{0{,}421 \times 28{,}0} + \frac{31\,100}{150} = 442 + 208 = 650 \text{ kg/cm}^2.$$

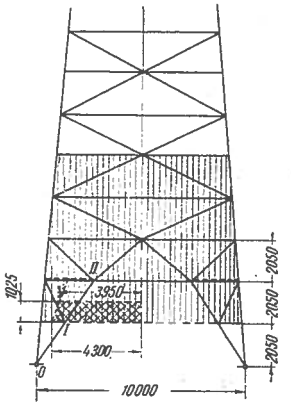


Fig. 194. Acțiunea vîntului pe paravanul de protecție.

d) Orizontala 14. In cazul sistemului cu diagonale întinse, în alternativa de încărcare 2 efortul maxim va fi:

din F_{II}, (tabela 31)	$-0{,}84 \times 2\,310$ . . .	= — 1 940 kg
din F_d, (tabela 31)	$-0{,}84 \times 1\,345$ . . .	= — 1 130 kg
din vînt, (tabela 34)		— 1 130 kg
		— 4 200 kg

Lungimile de flambaj: $l_{fx} = 285$ cm, $l_{fy} = 569$ cm.

Secțiunea aleasă: 65×80×6 din OL 38.

$A = 16{,}8$ cm² $i_x = 1{,}93$ cm; $i_y = 3{,}83$ cm.

$$\lambda_y = \frac{569}{3{,}83} = 148\,; \quad \varphi = 0{,}281.$$

$$\lambda_x = \frac{285}{1{,}93} = 148.$$

$$\sigma = \frac{4\,200}{0{,}281 \times 16{,}8} = 890 \text{ kg/cm}^2 < 1\,400.$$

In cazul alternativei 2, adică sistemul cu diagonale în cruce, efortul în această bară fiind nul, secțiunea se alege din condiția de rigiditate astfel, ca raportul de subțirime să nu depășească 400. Secțiunea orizontalei fiind alcătuită dintr-o cornieră, lungimea de flambaj se determină ca media aritmetică a celor două lungimi l_{fx} și l_{fy}.

$$l_f = \frac{285 + 569}{2} = 427 \text{ cm.}$$

Raza de giraţie minimă a secţiunii va fi deci:

$$i_{min} = \frac{427}{400} = 1{,}07 \text{ cm.}$$

Această rază corespunde unei corniere:

60×60×6 cu o secţiune de 6,91 cm².

Rezultă aşadar o secţiune de 2,4 ori mai mică ca în cazul sistemului 1, adică sistemul cu diagonale întinse.

BIBLIOGRAFIE

R. I. Sisenko, Maşini şi mecanisme pentru forarea şi exploatarea sondelor. Traducere din limba rusă, Bucureşti, Editura Tehnică, 1951.

П. Ф. Рощин и *М. А. Гейман,* Буровые машины и механизмы, Москва, 1952.

А. П. Духнин, Горизонтальный монтаж и подъем буровых вышек, Москва-Ленинград, Гостоптехиздат, 1952.

V. Hoefner, Calculul turlelor de foraj şi producţie, Bucureşti, Editura Ţăranu, 1945.

PARTEA DOUA

CONSTRUCŢII DE TABLĂ

CONSTRUCȚII DIN TABLA. GENERALITĂȚI

Castelele de apă, rezervoarele pentru benzină, benzol, petrol, rezervoarele pentru diferite scopuri folosite în industria chimică, gazometrele și conductele de gaz, conductele forțate, buncărele și silozurile, coșurile de fum, sînt diferitele construcții care servesc la depozitarea sau transportul gazelor, lichidelor sau materialelor necoezive și care se execută astăzi, în cele mai multe cazuri, din oțel.

În această parte a lucrării vor fi tratate următoarele construcții: rezervoare, gazometre, conducte și buncăre.

Soluțiile cele mai raționale ale acestor construcții metalice, la care tabla de oțel constituie elementul principal, sînt acelea la care eforturile unitare de întindere hotăresc dimensionarea. Existența unor eforturi de compresiune este legată de apariția pericolului voalării, de pierderea stabilității locale și deci de un consum de material mai ridicat, prin majorarea grosimilor de tablă, sau prin introducerea în construcție a unor elemente de întărire. Existența unor momente de încovoiere face de asemenea necesară, în cele mai multe cazuri, introducerea unor elemente rigide la încovoiere, tabla avînd o rigiditate redusă, sau o majorare importantă a grosimii tablelor.

Tabla, elementul de rezistență și care alcătuiește în același timp pereții, fundul și acoperămîntul acestor construcții, avînd o grosime foarte mică în raport cu celelalte dimensiuni, formează din punct de vedere static o pînză portantă. Această pînză poate să aibe diferite forme impuse în general de scopul construcției. Poate să fie o pînză de revoluție cu simplă sau dublă curbură, o pînză cilindrică sau o suprafață prismatică.

La calculul acestor sisteme spațiale; așa cum se va arăta detaliat, pentru simplificare, se înlocuiește pînza prin suprafața mediană a ei și se neglijează eforturile unitare normale pe suprafața mediană a pînzei. Problema se simplifică mai departe foarte mult, reducîndu-se la calculul unui sistem static determinat, numit stadiu de membrană, dacă se consideră că eforturile unitare sînt uniform repartizate pe grosimea pînzei.

Această simpilficare este în general valabilă, cu excepția regiunilor de margine ale pînzei, unde din cauza nerespectării condițiilor de rezemare liberă, stadiul de membrană este tulburat prin apariția unor momente și forțe tăietoare.

La determinarea eforturilor unitare in aceste regiuni marginale ale pînzei, din cauza acestui efect marginal, stadiul de membrană trebuie să fie înlocuit printr-un stadiu de încovoiere.

Toate aceste simplificări care se introduc în calcule trebuie să țină seama de lucrul real al construcției. Ele trebuie să situeze calculele noastre

într-un domeniu acoperitor, fără însă a exagera această acoperire. Trebuie avut în vedere că fiecare milimetru în plus în grosimea tablelor, reprezintă un consum de 8 kg/m² de suprafață laterală, ceea ce face ca să ridice consumul de material la aceste construcții cu zeci de tone. Din acest motiv, trebuie combătută părerea că determinarea grosimilor de tablă se face în general din considerente constructive, aceasta cu atît mai mult cu cît economiile care pot fi realizate în consumul de tablă sînt deosebit de importante pentru industria noastră.

Reducerea consumului de tablă poate fi obținută printr-o serie de măsuri care principial se referă la:

1. Alegerea unui sistem cît mai rațional, din punct de vedere static, care să ducă la executarea construcției cu minimum de material. La alegerea sistemului va trebui să se țină seama, în paralel, de orele necesare execuției în atelier și la șantier.
2. Conducerea calculelor statice cît mai aproape de condițiile reale de lucru ale construcției. Se recomandă folosirea metodei de dimensionare după stările limită în locul metodei rezistențelor admisibile, totdeauna cînd există suficiente date statistice pentru a putea aprecia valorile coeficienților de supraîncărcare și condițiilor de lucru.
3. Întrebuințarea sudurii ca mijloc principal de îmbinare.
4. O întrebuințare cît mai rațională a materialului.
5. Întrebuințarea oțelurilor de calitate superioară.
6. Îmbunătățirea sistemelor de protecție ale construcției, atît în exterior cît și în interior (cînd este cazul), în vederea reducerii sau eliminării complete a adaosurilor care în mod obișnuit se dau tablelor pentru acoperirea pericolului de coroziune.

O parte din aceste probleme, care privesc în egală măsură toate construcțiile executate din tablă și care au o rezolvare identică, vor fi tratate în această parte introductivă. Problemele specifice fiecărei construcții, trecute la punctele 1 și 2, vor fi tratate separat în cadrul fiecărui capitol.

Problema îmbinărilor

Îmbinările, în construcțiile executate din table, în afară de condiții de rezistență trebuie să satisfacă și condiții de etanșeitate, care sînt mai mult sau mai puțin severe, după natura materialului care se depozitează.

Din ambele puncte de vedere, sudura este metoda de îmbinare care dă rezultatele cele mai bune.

Din punct de vedere al rezistenței, la îmbinările sudate nu apar slăbiri ale secțiunii ca în cazul îmbinărilor nituite. Aceste slăbiri prin găurile de nit sînt importante mai ales la construcțiile cu condiții severe de etanșeitate (cazul rezervoarelor, gazometrelor, conductelor etc.), la care niturile, din această cauză, sînt așezate la distanțe mai mici ca cele obișnuite. Pentru acoperirea slăbirilor în table se folosesc eclise, care măresc însă consumul de oțel față de alternativa sudată. La îmbinările prin sudură, executate în capete, dispare și suprapunerea pieselor, ceea ce duce la o reducere și mai mare a consumului de oțel.

Din punct de vedere al etanșeității, aceasta poate fi mai sigur și mai simplu asigurată prin executarea îmbinărilor sudate.

Îmbinările nituite sînt astăzi întrebuințate în construcțiile din tablă numai atunci cînd se cere o construcție cu posibilități de demontare, sau cînd condițiile șantierului nu permit executarea unor suduri de bună calitate.

a) Îmbinări sudate. Se recomandă, pe cît posibil, întrebuințarea sudurii executată în capete. Această îmbinare, pe lîngă că reduce consumul de material, din punct de vedere al rezistenței, este îmbinarea care are cea mai bună comportare. Chiar în cazul cînd tablele îmbinate sînt de diferite grosimi, trecerea de la o grosime la alta făcîndu-se destul de lin, stadiul de membrană nu este tulburat, ca atunci cînd îmbinarea se execută prin suprapunere.

Marginile tablelor trebuie să fie prelucrate pentru a permite executarea cordoanelor în condiții cît mai bune.

Pentru îmbinările orizontale sînt date în fig. 195 indicații de prelucrare.

Pentru îmbinările orizontale de montaj, cînd grosimea tablelor este sub 8 mm, se poate folosi și soluția îmbinării prin suprapunere (fig. 195, *c*). Acoperirea celor două table suprapuse trebuie să se facă pe o înălțime „*a*" egală cu de patru ori grosimea cea mai mare a tablelor îmbinate și cel puțin pe 25 mm.

Pentru îmbinările verticale, în funcție de grosimea *t*, tablele se prelucrează după indicațiile date în fig. 196.

La executarea fundurilor așezate direct pe fundație, la care grosimea tablelor de obicei nu depășește 8 mm și la îmbinarea tablelor care alcătuiesc învelitoarea, se recomandă îmbinarea prin suprapunere (fig. 197) cu cordoane unilaterale executate de sus în jos.

Pentru sudurile executate în atelier se recomandă folosirea metodei automate de sudare sub fondant.

b) Îmbinările nituite. La construcțiile nituite, diametrul niturilor se alege în funcție de grosimea tablelor îmbinate, din relația:

$$d = \sqrt{5t} - a, \qquad \text{(II.1)}$$

unde:

d este diametrul niturilor, în cm;
t — grosimea minimă a tablelor îmbinate, în cm;
a — se ia egal cu 0,4 la îmbinările executate prin suprapunere și 0,6 la îmbinările cu eclise.

Ca diametru al găurii (al nitului bătut), se alege diametrul normalizat, cel mai apropiat de valoarea care rezultă din relația (II.1).

În funcție de scopul construcției, distanțele între nituri nu trebuie să depășească următoarele valori:

La rezervoare pentru produse petrolifere, gazometre, conducte de gaz, $e = 3 \cdot d$ și maximum $8 \cdot t$.

La rezervoare pentru apă, conducte forțate $e = 3{,}5 \cdot d$ și maximum $9 \cdot t$.

Tot pentru obținerea unor îmbinări etanșe, la construcțiile nituite, marginile tablelor se ascut prin rabotare, iar după executarea niturilor, se deformează prin ciocănire, astfel ca marginea să se aplice perfect pe cealaltă tablă. Operația se numește ștemuire și se execută de obicei cu ciocane pneumatice.

Slăbirile tablelor prin găurile de nit sînt foarte importante și pot fi caracterizate prin coeficientul de slăbire al secțiunii. Însemnînd cu „*e*" distanța dintre două nituri alăturate, măsurată perpendicular pe direcția forței, coeficientul de slăbire al secțiunii va fi:

$$\varphi = \frac{e-d}{e}. \qquad \text{(II. 2)}$$

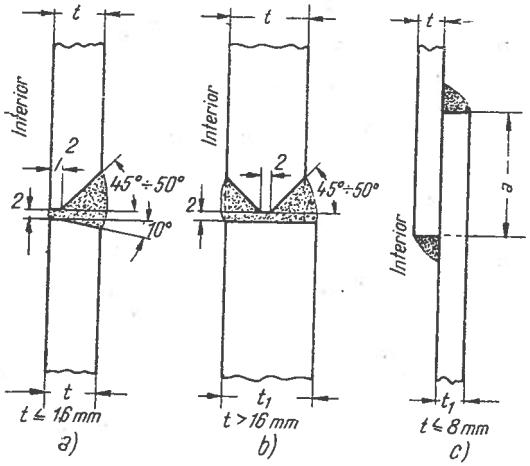


Fig 195. Îmbinări orizontale, sudate la montaj.

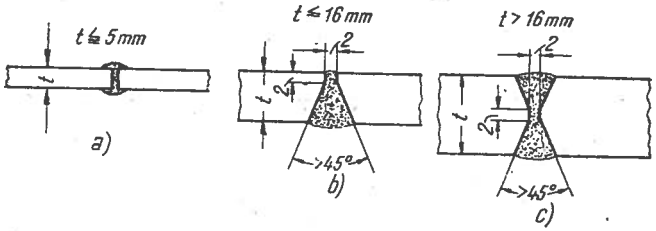


Fig. 196. Îmbinări verticale, sudate la montaj.

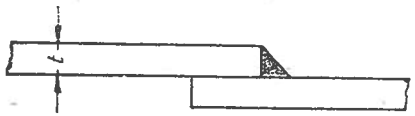


Fig. 197. Îmbinări prin suprapunere cu cordoane unilaterale.

Acest coeficient atinge valori între 0,67—0,74, în cazul îmbinărilor prin suprapunere și poate fi ridicat pînă la 0,92 în cazul îmbinărilor cu eclise.

În fig. 198 și 199 sînt arătate soluții privind îmbinările tablelor prin niluire.

Coeficientul de slăbire pentru aceste îmbinări rezultă:

Pentru îmbinarea prin suprapunere, fig. 198, *a*:

$$\varphi = \frac{3 \cdot d - d}{3 \cdot d} = \frac{2}{3} = 0{,}67.$$

Pentru îmbinarea prin suprapunere, fig. 198, *b*:

$$\varphi = \frac{3{,}84 \cdot d - d}{3{,}84 \cdot d} = \frac{2{,}84}{3{,}84} = 0{,}74.$$

Pentru îmbinarea cu eclise, fig. 199, *a*:

$$\varphi = \frac{3 \cdot \sqrt{2} \cdot d - d}{3 \cdot \sqrt{2} \cdot d} = 0{,}74.$$

Pentru îmbinarea cu eclise, fig. 199, *b*:

$$\varphi = \frac{(2 \cdot 3 \cdot \sqrt{2} - 1)\, d}{2 \cdot 3 \sqrt{2} \cdot d} = 0{,}88.$$

Pentru îmbinarea cu eclise, fig. 199, *c*:

$$\varphi = \frac{(3 \cdot 3 \cdot \sqrt{2} - 1)\, d}{3 \cdot 3 \sqrt{2} \cdot d} = 0{,}92.$$

Distanțele între șirurile de nituri și de la șirurile de nituri pînă la marginea eclisei sînt date de asemenea în fig. 198 și 199. Cînd eclisele au diferite lățimi (cazurile *b* și *c*), eclisa mai îngustă se așază în exterior.

Problema utilizării raționale a materialului

O utilizare rațională a materialului se obține printr-o coordonare sistematică a dimensiunilor tablelor. De exemplu este necesar ca înălțimea unui rezervor să fie un multiplu al unei lățimi standard de tablă, cînd îmbinările se execută cap la cap, sau atunci cînd îmbinările orizontale se execută prin suprapunere, înălțimea rezervorului să reprezinte un multiplu al lățimii standard minus acoperirea.

Tot în vederea unei întrebuințări cît mai raționale a materialului este necesar ca prin proiect să se prevadă modul de combinare și tăiere a diferitelor poziții dintr-o tablă, cu scopul de a reduce la maximum resturile de material neutilizabil.

Pentru uzul proiectanților, se redă după STAS 437-49 dimensiunile maxime ale tablelor care se laminează la noi, în funcție de grosimi.

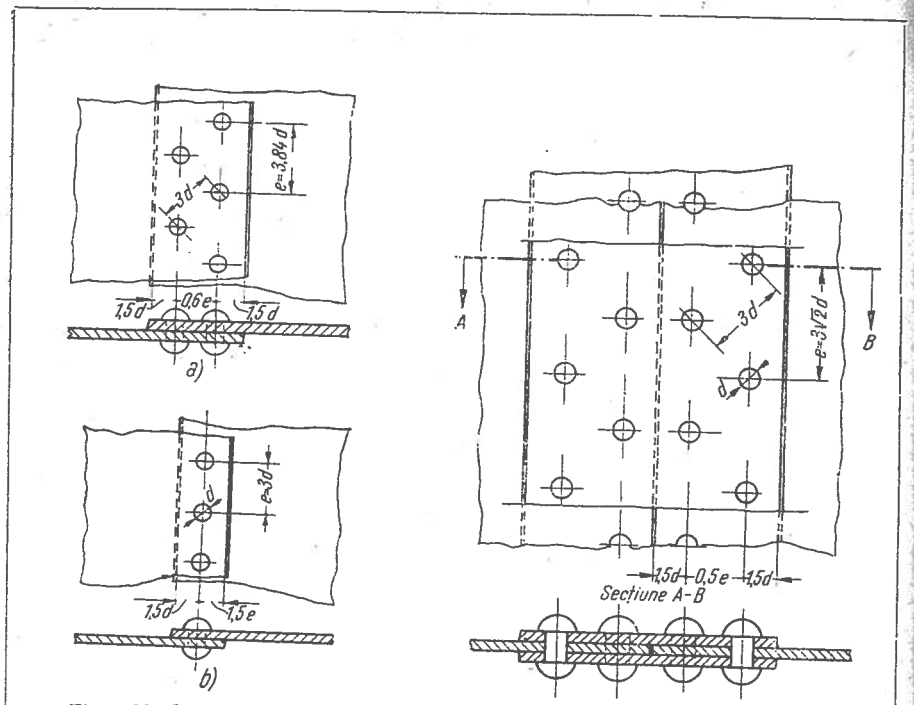


Fig. 198. Îmbinări nituite:
a și *b* — îmbinări prin suprapunere.

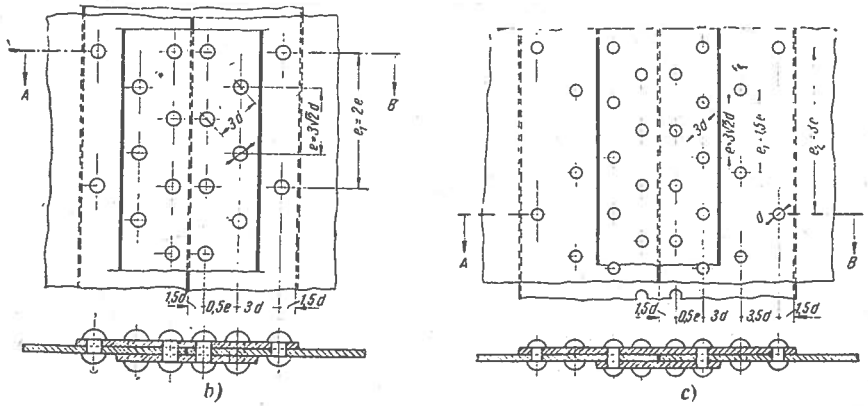


Fig. 199. Îmbinări nituite:
a, *b* și *c* — îmbinări cu eclise.

Tabela 39

Dimensiunile maxime ale tablelor după STAS 437-49

Grosimi (mm)	Lățime maximă ce poate fi produsă m	Lățimi de fabricație, în m: 0,8	0,9	1.0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	Grosimi (mm)
		Lungime maximă de laminare, în m																			
4	1,8	10	10	10	9	9	8	8	8	7	6	6									4
5	2,0	10	10	10	10	10	10	10	10	10	9	9	8	8							5
6	2,0	10	10	10	10	10	10	10	10	10	9	9	8	8							6
7	2,2	12	12	12	12	12	11	11	11	11	10	10	10	10	10	10					7
8	2,3	12	12	12	12	12	12	12	12	12	11	10	10	10	10	10	10				8
9	2,6	12	12	12	12	12	12	12	12	12	11	10	10	10	10	10	10	8	8	8	9
10	2,6	12	12	12	12	12	12	12	12	12	11	10	10	10	10	10	10	8	8	8	10
11	2,6	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	11	11	10	10	10	10	8	8	8	11
12	2,6	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	11	11	10	10	10	10	8	8	8	12
13	2,6	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	11	11	10	10	10	10	8	8	8	13
14	2,6	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	11	11	10	10	10	10	8	8	8	14
15	2,6	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	11	11	10	10	10	10	8	8	8	15
16	2,6	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	11	11	10	10	10	10	8	8	8	16
17	2,6	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	11	11	10	10	10	10	8	8	8	17
18	2,6	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	11	11	10	10	10	10	8	8	8	18
19	2,6	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	11	11	10	10	10	10	8	8	8	19
20	2,6	12	12	12	12	12	12	12	12	11	10	10	9	9	8	8	8	7	7	7	20
21	2,6	12	12	12	12	12	12	12	11	11	10	10	9	9	8	8	8	7	7	7	21
22	2,6	12	12	12	12	12	12	12	11	10	10	9	9	8	8	7	7	7	6,5	6,5	22
23	2,6	12	12	12	12	12	12	11	11	10	9,5	9	8	8	7	7	7	6,5	6	6	23
24	2,6	12	12	12	12	12	11	11	10	9,5	9	8,5	8	8	7	7	6,5	6	6	6	24
25	2,6	12	12	12	12	12	11	10	10	9,5	9	8,5	8	7,5	7	6,5	6,5	6	6	5,5	25
26	2,6	12	12	12	12	12	10	10	9,5	9	8	8	7,5	7	6,5	6,5	6	6	5,5	5,5	26
27	2,6	11	12	12	12	11	10	10	9	8,5	8	7,5	7	7	6,5	6	6	5,5	5,5	5	27
28	2,6	11	12	12	12	11	10	9	9	8,5	8	7,5	7	6,5	6,5	6	5,5	5,5	5	5	28
29	2,6	11	12	12	12	11	10	9	8,5	8	8	7	6,5	6,5	6	6	5,5	5	5	5	29
30	2,6	11	12	12	11	10	9,5	9	8	7,5	7	7	6,5	6	6	5,5	5	5	5	4,5	30
32	2,6	11	12	11	10	9,5	9	8,5	8	7	6,5	6,5	6	5,5	5,5	5	5	4,5	4,5	4	32
34	2,6	11	12	11	10	9	8,5	7,5	7,5	7	6,5	6	5,5	5,5	5	5	4,5	4,5	4	4	34
36	2,6	10	11	10	9,5	8,5	8	7,5	7	6,5	6	5,5	5,5	5	5	4,5	4,5	4	4	4	36
38	2,6	10	11	10	9	8,5	7,5	7	6,5	6	5,5	5,5	5	5	4,5	4,5	4	4	4	3,5	38
40	2,6	10	10	9	8,5	8	7	6,5	6	5,5	5,5	5	5	4,5	4,5	4	4	3,5	3,5	3,5	40

Problema oțelurilor de calitate superioară

La construcțiile de dimensiuni mari (rezervoare de mare capacitate, gazometre care lucrează la presiuni mari, conducte forțate etc.) și în special cînd solicitările de întindere sînt cele care determină grosimile necesare ale tablelor, folosirea oțelurilor de calitate superioară este indicată și duce la realizarea unor economii importante.

Oțelurile de calitate superioară, în afară de calități mecanice ridicate, trebuie să prezinte calități de bună sudabilitate, pentru a putea fi întrebuințate cu succes la executarea construcțiilor speciale arătate mai sus.

Cu titlu de informaţie se redau în tabela 40 cîteva reţete pentru oţeluri de calitate superioară, indicate pentru construcţiile executate din tablă.

Tabela 40

Reţete pentru analiza chimică a oţelurilor de calitate superioară

Limita de curgere minimă, kg/mm²	Limita de rupere minimă, kg/mm²	Alungirea δ_5 %	Rezilienţa, mkg/cm²	Analiza chimică				
				C, %	Si, %	Mn, %	P, %	S, %
26	41—50	25	6	0,15	0,25	0,70	0,04	0,04
29	44—54	25	6	0,16	0,30	0,90	0,04	0,04
31	47—57	25	6	0,17	0,35	1,10	0,04	0,04
34	50—60	25	6	0,18	0,40	1,30	0,04	0,04
37	55—63	24	6	0,19	0,45	1,40	0.04	0,04
40	58—68	22	6	0,20	0,45	1,50	0,04	0,04

Problema protecţiei construcţiei

Construcţiile metalice tratate în această lucrare, se găsesc în condiţii deosebit de defavorabile din punct de vedere al coroziunii. Aceasta pe de o parte prin faptul că în majoritatea cazurilor sînt în aer liber, fără a fi protejate contra agenţilor atmosferici şi pe de altă parte, tablele, elementele principale ale acestor construcţii, sînt în contact direct cu materialele care se depozitează şi care accelerează procesul de coroziune.

De asemenea, anumite materiale depozitate, în mişcarea lor în timpul descărcării, produc o uzură accentuată a tablelor care formează pereţii şi fundul acestor construcţii.

Măsurile constructive care se iau pentru înlăturarea acestei uzuri vor fi arătate în cap. VIII.

Problema protecţiei construcţiei, în vederea reducerii pericolului coroziunii, este deci o problemă deosebit de importantă şi de rezolvarea ei depinde în mare măsură viaţa construcţiei.

Ca metodă de protecţie se foloseşte acoperirea şi izolarea etanşe a suprafaţei metalice faţă de mediul agresiv, cu pături protectoare depuse în mai multe straturi. Rezultatele măsurilor de protecţie sînt condiţionate de:

1. **Modul de pregătire al suprafeţelor metalului.** Prin această operaţie se înţelege o perfectă curăţire a suprafeţelor de rugină, ţundăr, murdării, grăsimi etc. Această curăţire se poate face cu perii de sîrmă, sau mai bine prin sablare sau decapare cu flacără oxiacetilenică;

2. **Modul de vopsire.** Pentru primele straturi de protecţie se întrebuinţează o vopsea sau soluţie conţinînd un pigment, care direct sau indirect exercită o acţiune de izolare. Rezultate foarte bune se obţin cu vopsele din minium de plumb cu ulei de in, sau cu soluţii multipigmentare pe bază de cromat de zinc sau răşini sintetice, cauciuc clorurat etc.

3. **Aplicarea unui număr suficient de straturi protectoare** ale metalului şi de o grosime corespunzătoare şi aplicarea unui număr suficient de straturi de protecţie ale păturii izolatoare. Se recomandă ca pătura izolatoare să fie executată în două straturi, primul fiind aplicat la atelier, iar al doilea la şantier, după terminarea operaţiilor de montare, iar vopseaua de protecţie, care poate fi executată din oxid de zinc sau din oxid de fier cu ulei de in, să fie de asemenea depusă în două straturi.

CAPITOLUL V

REZERVOARE METALICE

Rezervoarele metalice, după forma lor, se pot împărţi în:

1. rezervoare cilindrice verticale cu fundul plat;
2. rezervoare cilindrice verticale cu fundul curb;
3. rezervoare de diferite forme (sferice, picătură de apă, prismatice);
4. rezervoare cilindrice orizontale cu fundurile plate sau curbe.

Rezervoarele cilindrice cu fundul plat se folosesc de obicei ca rezervoare pentru produse petroliere. În cazurile normale aceste rezervoare se dimensionează la o suprapresiune de 0,02 at şi la un vacuum de 0,0025 at. Din cauza încălzirii produsului petrolier în timpul verii, prin evaporarea componentelor foarte volatile, apar presiuni care depăşesc 0,02 at. Din această cauză rezervoarele sînt prevăzute cu supape de siguranţă, care intră în funcţiune imediat ce presiunea prescrisă a fost depăşită. Prin această evacuare a vaporilor, pe lîngă o reducere cantitativă a produsului depozitat, apare şi o reducere calitativă a produsului.

Rezervoarele cilindrice verticale cu fundul curb sînt întrebuinţate în special ca rezervoare de apă. Aceste rezervoare, destinate menţinerii presiunii în conductele de aprovizionare cu apă a centrelor populate şi industriale, sînt montate la o anumită înălţime faţă de teren pe o construcţie specială de susţinere. În U.R.S.S. s-a executat un rezervor de probă cu fundul şi capacul curb pentru produse petroliere. Acest tip de rezervor permite ridicarea presiunii pînă la 0,3 at, prezentînd din motivele arătate mai sus mari avantaje în exploatare, fără ca consumul de material metalic să depăşească cu mult consumul tipurilor obişnuite de rezervoare.

În subcapitolul „rezervoare de diferite forme" sînt descrise: rezervoarele în formă de picătură de apă, rezervoarele sferice şi rezervoarele prismatice.

Rezervoarele în formă de picătură de apă, reprezintă, din punct de vedere teoretic, forma ideală de rezervor, rezervorul de egală rezistenţă. În acest rezervor pot fi admise fără dificultate presiuni de 0,4—0,6 at. Soluţia are însă dezavantajul unei execuţii şi montări mai dificile. Aceste dificultăţi pot fi într-o oarecare măsură eliminate printr-o tipizare şi executare în serie a acestor rezervoare.

Rezervoarele sferice reprezintă forma ideală de rezervor, în cazul unei presiuni interioare uniforme. Sînt întrebuinţate de obicei în industria chimică pentru păstrarea gazelor lichefiate. În mod obişnuit se calculează la presiuni de 4—6 at. Şi la acest tip de rezervor dificultăţile care apar în execuţie pot fi eliminate prin măsuri de tipizare şi executare în serie.

Rezervoarele prismatice, deşi reprezintă o formă neraţională de rezervor, din cauza unei execuţii foarte simple, sînt întrebuinţate pentru capacităţi reduse.

Rezervoarele cilindrice orizontale, prin faptul că se înscriu în gabaritul de transport şi astfel pot fi executate complet din fabrică, au o foarte mare răspîndire. Sînt întrebuinţate ca rezervoare pentru produse petroliere sau pentru apă la S.M.T.-uri, gospodării agricole, unităţi de aviaţie, staţii de aprovizionare auto, etc.

Înainte de a trece la descrierea diferitelor tipuri de rezervoare, vom reda pe scurt teoria matematică a pînzelor de revoluţie, teorie care serveşte la determinarea solicitărilor în mantaua metalică a rezervoarelor.

V.1. TEORIA MATEMATICĂ A REZERVOARELOR

Formele obişnuite ale rezervoarelor metalice sînt în general suprafeţe obţinute prin rotaţia unei curbe plane, meridian, în jurul unui ax care se află în planul curbei.

Grosimea peretelui fiind foarte mică în raport cu dimensiunile rezervorului, mantaua se consideră ca o membrană a cărei formă este determinată de suprafaţa mediană, obţinută prin împărţirea în două a grosimilor peretelui. Din acelaşi motiv se poate neglija rezistenţa normală pe suprafaţa mediană, σ_z, ca fiind mică faţă de celelalte rezistenţe şi se poate considera că punctele care se află pe normala la suprafaţa mediană, rămîn şi după deformaţie pe normala la suprafaţa mediană deformată.

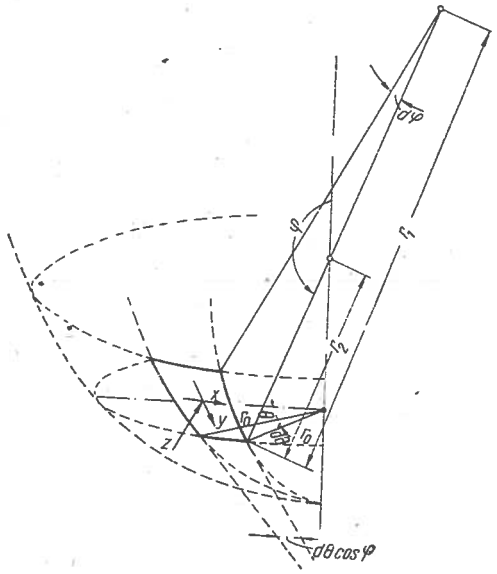


Fig. 200. Sistemul de coordonate.

Se mai consideră de asemenea că deformaţiile sînt mici în raport cu grosimile pereţilor, ceea ce permite scrierea ecuaţiilor de echilibru pentru starea nedeformată a pînzei, adică efectuarea calculelor în faza 1-a. Din aceasta rezultă variabilitatea principiului simplificator al suprapunerii efectelor.

Punctele suprafeţei mediane sînt determinate printr-un plan meridian care face unghiul θ cu planul meridian de referinţă şi prin unghiul φ format de normala la suprafaţă mediană cu axa de rotaţie (fig. 200)

Pentru un punct oarecare al suprafeţei vom însemna:

r_1 — raza de curbură a curbei meridian;

r_2 — lungimea normalei, măsurată de la punctul considerat pînă la axa de rotaţie;

r_0 — raza cercului paralel.

Considerînd un element infinitezimal, determinat de meridianele infinit vecine θ şi $\theta+d\theta$ şi de paralelele cu unghiurile normalelor corespunzătoare φ şi $\varphi+d\varphi$, pe suprafeţele elementului apar tensiunile σ şi τ (arătate în fig. 201).

Aceste tensiuni normale şi tangenţiale, aşa cum se obişnuieşte şi în teoria plăcilor plane, pot fi înlocuite prin forţe şi momente raportate la uni-

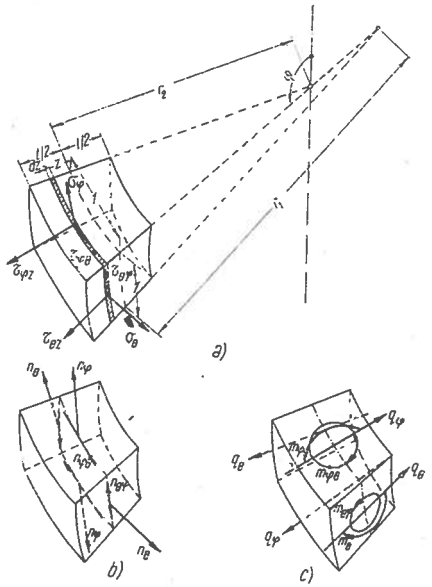


Fig. 201. Eforturile unitare pe elementul de volum:

a — starea de tensiune; *b* — stadiul de membrană; *c* — momente şi forţe tăietoare în stadiul de încovoiere.

tatea de lungime. Aceste mărimi statice unitare sînt arătate în fig. 201, *b* şi 201, *c*, iar expresiile lor vor fi:

$$\left.\begin{aligned} n_\varphi &= \int_{-\frac{t}{2}}^{+\frac{t}{2}} \sigma_\varphi\left(1+\frac{z}{r_2}\right)dz; \quad n_\theta = \int_{-\frac{t}{2}}^{+\frac{t}{2}} \sigma_\theta\left(1+\frac{z}{r_1}\right)dz \\ n_{\varphi\theta} &= \int_{-\frac{t}{2}}^{+\frac{t}{2}} \tau_{\varphi\theta}\left(1+\frac{z}{r_2}\right)dz; \quad n_{\theta\varphi} = \int_{-\frac{t}{2}}^{+\frac{t}{2}} \tau_{\theta\varphi}\left(1+\frac{z}{r_1}\right)dz \end{aligned}\right\} \tag{5.1}$$

$$\left.\begin{aligned} m_\varphi &= -\int_{-\frac{t}{2}}^{+\frac{t}{2}} \sigma_\varphi\left(1+\frac{z}{r_2}\right)z\cdot dz; \quad m_\theta = -\int_{-\frac{t}{2}}^{+\frac{t}{2}} \sigma_\theta\left(1+\frac{z}{r_1}\right)z\cdot dz \\ m_{\varphi\theta} &= -\int_{-\frac{t}{2}}^{+\frac{t}{2}} \tau_{\varphi\theta}\left(1+\frac{z}{r_2}\right)z\cdot dz; \quad m_{\theta\varphi} = -\int_{-\frac{t}{2}}^{+\frac{t}{2}} \tau_{\theta\varphi}\left(1+\frac{z}{r_1}\right)z\cdot dz \end{aligned}\right\} \tag{5.2}$$

$$q_\varphi = -\int_{-\frac{t}{2}}^{+\frac{t}{2}} \tau_{\varphi z}\left(1+\frac{z}{r_2}\right)dz; \quad q_\theta = -\int_{-\frac{t}{2}}^{+\frac{t}{2}} \tau_{\theta z}\left(1+\frac{z}{r_1}\right)dz. \tag{5.3}$$

Forțele n_φ și n_θ sînt considerate pozitive ca forțe de tracțiune, iar sensul pozitiv al momentelor și forțelor tăietoare este arătat în fig. 201, *c*. Ordonata „*z*" se consideră pozitivă cînd se măsoară în afara suprafeței mediane.

V. 1.1. Stadiul de membrană

O primă simplificare a relațiilor de mai sus se poate obține prin considerarea suprafețelor elementului infinitezimal ca dreptunghiuri și prin neglijarea termenilor z/r_2 și z/r_1 ca fiind foarte mici.

Aceasta înseamnă că rezistențele normale σ și cele tangențiale τ variază liniar pe grosimea peretelui.

În anumite cazuri se poate considera mai departe, că rezistențele sînt uniform repartizate pe grosimea peretelui t, adică sînt independente de z.

Introducînd această condiție în ecuațiile (5.1) și (5.2) și avînd în vedere egalitatea rezistențelor tangențiale se obține:

$$\left.\begin{aligned} n_\varphi = \sigma_\varphi \cdot t; \quad n_\theta = \sigma_\theta \cdot t; \quad n_{\varphi\theta} = n_{\theta\varphi} = \tau_{\varphi\theta} \cdot t; \\ m_\varphi = m_\theta = m_{\varphi\theta} = m_{\theta\varphi} = 0. \end{aligned}\right\} \tag{5.4}$$

Din condiții de echilibru forțele tăietoare q_φ și q_θ sînt de asemenea nule. Rămîn așadar ca necunoscute trei forțe: n_φ, n_θ și $n_{\varphi\vartheta}$, care pot fi calculate din condițiile de echilibru $\sum X=0$, $\sum Y=0$ și $\sum Z=0$ (fig. 202).

Această situație (foarte mult simplificată din punct de vedere al calculului), numită stadiul de membrană, este riguros valabilă în cazul pînzelor cu grosime infinit mică, adică a pînzelor care nu au rezistență la încovoiere.

Rezultatele rămîn valabile cu o bună aproximație și atunci cînd sînt îndeplinite următoarele condiții:

— suprafața mediană are o curbură continuă;

— încărcarea este repartizată fără discontinuități;

— grosimea pînzei este constantă sau variază continuu;

— cînd încărcările de pe margini (încărcări exterioare sau reacțiuni) sînt tangente la suprafața mediană.

Din condițiile de echilibru cele trei ecuații de proiecție (v. fig. 202) vor fi:

$$\left.\begin{aligned} \frac{\partial n_\theta}{\partial \theta} r_1 + \frac{\partial (n_{\varphi\theta} \cdot r_0)}{\partial \varphi} + n_{\varphi\theta} \cdot r_1 \cdot \cos\varphi + X \cdot r_0 \cdot r_1 = 0; \\ \frac{\partial n_{\varphi\theta}}{\partial \theta} r_1 - n_\theta \cdot r_1 \cdot \cos\varphi + \frac{\partial (n_\varphi \cdot r_0)}{\partial \varphi} + Y \cdot r_0 \cdot r_1 = 0; \\ \frac{n_\theta}{r_2} + \frac{n_\varphi}{r_1} = -Z. \end{aligned}\right\} \tag{5.5}$$

Atunci cînd încărcarea prezintă simetrie față de axa de rotație, derivatele parțiale în raport cu θ sînt nule. Dacă se introduce mai departe condiția ca componenta încărcării după direcția x să fie egală cu zero, ceea ce corespunde în cazul rezervoarelor, rezultă:

$$n_{\varphi\theta} = n_{\theta\varphi} = 0,$$

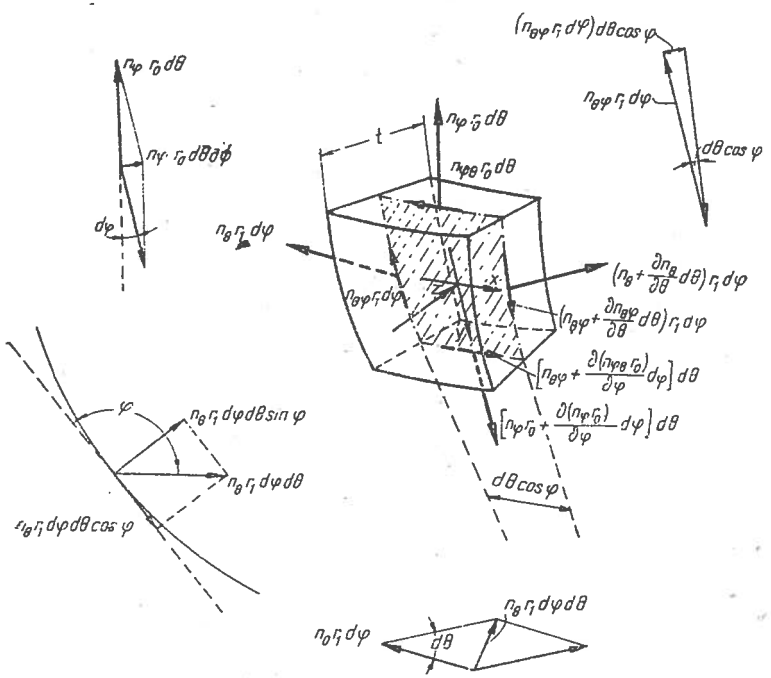

$n_\varphi r_0 d\theta$
$n_\theta r_1 d\varphi$
$(n_{\theta\varphi} r_1 d\varphi) d\theta \cos\varphi$
$n_{\theta\varphi} r_1 d\varphi$
$d\theta \cos\varphi$
$n_\varphi r_0 d\theta$
$n_{\varphi\theta} r_0 d\theta$
t
$n_\varphi \cdot r_0 d\theta d\phi$
$d\varphi$
$(n_\theta + \frac{\partial n_\theta}{\partial \theta} d\theta) r_1 d\varphi$
$(n_{\theta\varphi} + \frac{\partial n_{\theta\varphi}}{\partial \theta} d\theta) r_1 d\varphi$
$\left[n_{\theta\varphi} + \frac{\partial (n_{\varphi\theta} r_0)}{\partial \varphi} d\varphi\right] d\theta$
$\left[n_\varphi r_0 + \frac{\partial (n_\varphi r_0)}{\partial \varphi} d\varphi\right] d\theta$
φ
$n_\theta r_1 d\varphi d\theta \sin\varphi$
$n_\theta r_1 d\varphi d\theta$
$n_\theta r_1 d\varphi d\theta \cos\varphi$
$d\theta \cos\varphi$
$n_\theta r_1 d\varphi d\theta$
$n_\theta r_1 d\varphi$
$d\theta$

Fig. 202. Rezultantele eforturilor unitare ale elementului infinitesimal de volum, în stadiul de membrană.

sistemul de ecuații (5.5) reducîndu-se la:

$$\left.\begin{aligned} -n_\theta \cdot r_1 \cdot \cos\varphi + \frac{d (n_\varphi \cdot r_0)}{d\varphi} + Y \cdot r_0 \cdot r_1 = 0; \\ \frac{n_\theta}{r_2} + \frac{n_\varphi}{r_1} = -Z. \end{aligned}\right\} \tag{5.6}$$

Cele două forțe n_φ și n_θ se obțin din rezolvarea sistemului (5.6). Înlocuind în prima ecuație a sistemului valoarea n_θ, avem:

$$n_\varphi \cdot r_2 \cdot \cos\varphi + \frac{d (n_\varphi \cdot r_0)}{d\varphi} = -Y \cdot r_0 \cdot r_1 - Z \cdot r_1 \cdot r_2 \cdot \cos\varphi. \tag{5.7}$$

Înlocuind mai departe $r_0 = r_2 \cdot \sin\varphi$ și înmulțind cu $\sin\varphi$, partea stîngă a ecuației reprezintă diferențialul în raport cu φ al funcției: $n_\varphi \cdot r_2 \cdot \sin^2\varphi$. Avem deci:

$$\frac{d}{d\varphi}(n_\varphi \cdot r_2 \cdot \sin^2\varphi) = -r_1 \cdot r_2 (Y \cdot \sin\varphi + Z \cdot \cos\varphi) \sin\varphi,$$

de unde:

$$n_\varphi = -\frac{1}{r_2 \cdot \sin^2\varphi}\left[\int r_1 \cdot r_2 (Y \cdot \sin\varphi + Z \cdot \cos\varphi) \sin\varphi \cdot d\varphi + C\right]. \qquad (5.8)$$

Valoarea constantei C se deduce din condiții de rezemare.

Forța n_φ poate fi dedusă și direct din condiția de echilibru care se poate scrie pentru o secțiune orizontală făcută prin fundul curb al rezervorului. Componenta verticală a forței unitare n_φ, însumată pe lungimea cercului paralel, trebuie să fie egală cu greutatea totală care acționează pe porțiunea respectivă a fundului (fig. 203).

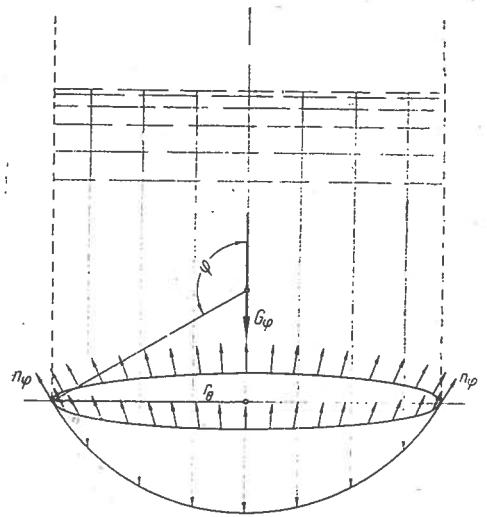


Fig. 203. Schemă pentru calculul direct al forței n_φ.

$$(n_\varphi \cdot \sin\varphi)\, 2 \cdot \pi \cdot r_0 = G_\varphi$$

și deci:

$$n_\varphi = \frac{G_\varphi}{2 \cdot \pi \cdot r_0 \cdot \sin^2\varphi} \qquad (5.9)$$

Din ultima ecuație a sistemului (5.6) se poate apoi calcula forța n_θ.

V. 1.2. Stadiul de încovoiere

Condițiile de valabilitate ale stadiului de membrană arătate mai sus, în mod obișnuit nu sînt însă riguros respectate. Abateri importante de la aceste condiții apar în special în regiunile de rezemare ale pînzei, cînd din cauza prinderii de un element rigid (fundul rezervorului sau grinda inelară), reacțiunea nu mai este tangentă la suprafața mediană, sau cînd sînt îmbinate două suprafețe subțiri (cazul prinderii fundului curb de pereții rezervorului), fără ca tangenta în rostul de îmbinare să fie comună celor două pînze și deci suprafața mediană neavînd în acest caz o curbură continuă.

Din aceste cauze stadiul de membrană este tulburat și apar momente și forțe tăietoare, care deși scad foarte repede pe măsură ce ne depărtăm de margine, influența lor asupra solicitărilor în pînză nu poate fi neglijată. Este necesar ca în aceste regiuni pînza să fie calculată în stadiul de încovoiere.

Pe elementul infinitezimal tăiat din mantaua rezervorului, în afară de cele două forțe n_φ și n_θ, mai intervin momentele m_φ și m_θ precum și forța tăietoare $q_y = q$ (v. fig. 204).

Ecuațiile din sistemul (5.5) trebuie să fie completate cu influența componentelor forței tăietoare q după direcțiile y și z, iar o a treia ecuație se obține din condiția $\sum M = 0$ scrisă față de tangenta la paralel. Ecuațiile de moment față de tangenta la meridian și față de normala la pînză reprezintă identități.

Se obține:

$$\left.\begin{aligned} -n_\theta \cdot r_1 \cdot \cos\varphi + \frac{d(n_\varphi \cdot r_0)}{d\varphi} - q \cdot r_0 + Y \cdot r_0 \cdot r_1 = 0; \\ n_\theta r_1 \cdot \sin\varphi + n_\varphi \cdot r_0 + \frac{d(q \cdot r_0)}{d\varphi} + Z \cdot r_0 \cdot r_1 = 0; \\ -m_\theta \cdot r_1 \cdot \cos\varphi + \frac{d(m_\varphi \cdot r_0)}{d\varphi} - q \cdot r_0 \cdot r_1 = 0. \end{aligned}\right\} \qquad (5.10)$$

În concluzie, în cazul rezervoarelor, din presiunea lichidului — încărcare care prezintă simetrie față de axa de rotație a pînzei — apar cinci necunoscute pentru care, din condiții de echilibru static, se pot scrie cele trei ecuații (5.10). Sistemul este deci de două ori static nedeterminat. Celelalte două ecuații necesare urmează să fie stabilite din condițiile elastice ale sistemului.

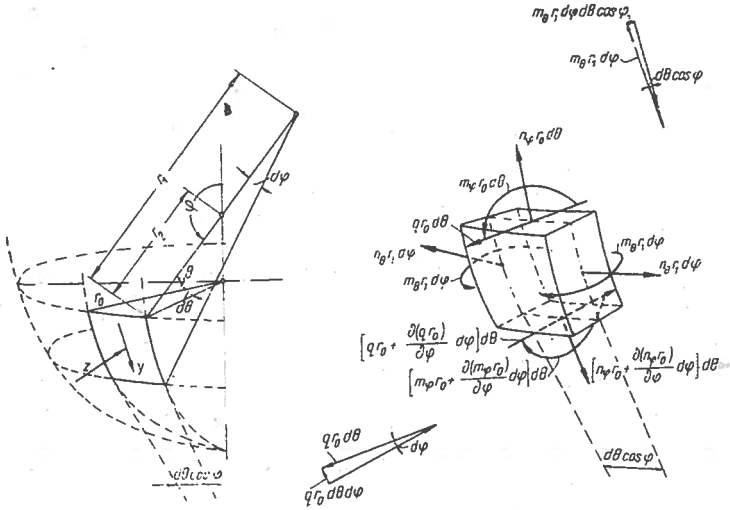


Fig. 204. Stadiul de încovoiere.

Trebuie să se stabilească mai întîi relații pentru deplasările unui punct al pînzei după cele trei direcții x, y și z, deplasări notate cu u, v și w.

Deplasarea după direcția x, tangenta la paralel, notată cu u în cazul încărcării simetrice va fi nulă. Deplasarea v, după tangenta de meridian, o considerăm pozitivă în sensul crescător al unghiului φ, iar deplasarea w, după normala la suprafața mediană, o considerăm pozitivă cînd se produce în afară.

Modificarea unghiului φ format de normala în punctul P cu axa de rotație, se notează cu χ (fig. 205).

Unghiul χ va crește cu $\frac{v}{r_1}$ din cauza deplasării v și va scade cu $\frac{dw}{r_1 \cdot d\varphi}$ din cauza deplasării w.

$$\chi = \frac{1}{r_1}\left(v - \frac{dw}{d\varphi}\right). \qquad (5.11)$$

Segmentul PQ, măsurat pe meridian cu lungimea ds_1 devine:

$$P'Q'=(ds_1+dv)\frac{r_1+w}{r_1}.$$

Din aceasta se poate calcula alungirea specifică a meridianului:

$$\varepsilon_\varphi=\frac{(ds_1+dv)\frac{r_1+w}{r_1}-ds_1}{ds_1}=\frac{1}{r_1}\left(\frac{dv}{d\varphi}+w\right). \qquad (5.12)$$

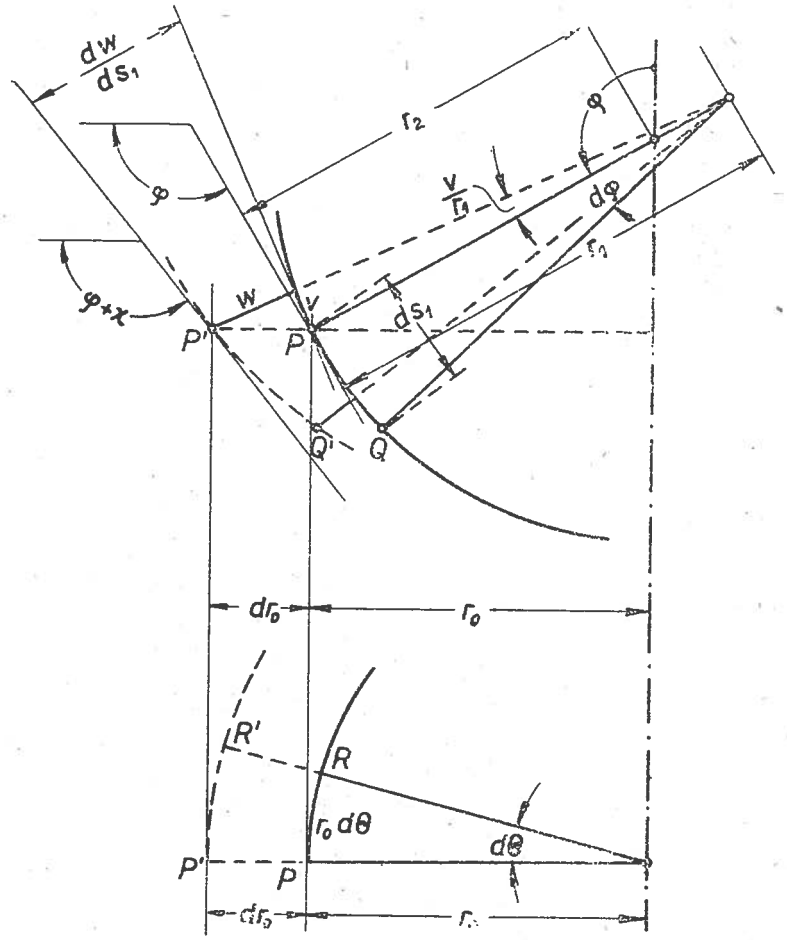


Fig. 205. Deformațiile suprafeței mediane.

Segmentul PR, măsurat pe paralel și egal cu $r_0 \cdot d\theta$, prin majorarea razei r_0 cu dr_0, devine:

$$P'R'=r_0\cdot d\theta\frac{r_0+dr_0}{r_0}=r_0\cdot d\vartheta+dr_0\cdot d\theta, \qquad (5.13)$$

unde: $dr_0=v\cdot\cos\varphi+w\cdot\sin\varphi,$

iar alungirea specifică a cercului paralel:

$$\varepsilon_\theta=\frac{r_0\cdot d\theta+dr_0\cdot d\theta-r_0\cdot d\theta}{r_0\cdot d\theta}=\frac{1}{r_0}(v\cdot\cos\varphi+w\cdot\sin\varphi) \qquad (5.14)$$

sau introducînd: $r_0=r_2\sin\varphi$

$$\varepsilon_\theta=\frac{1}{r_2}(v\cdot\operatorname{ctg}\varphi+w). \qquad (5.15)$$

Cu aceste valori se vor putea calcula acum alungirile specifice la distanța z de suprafața mediană (fig. 206).

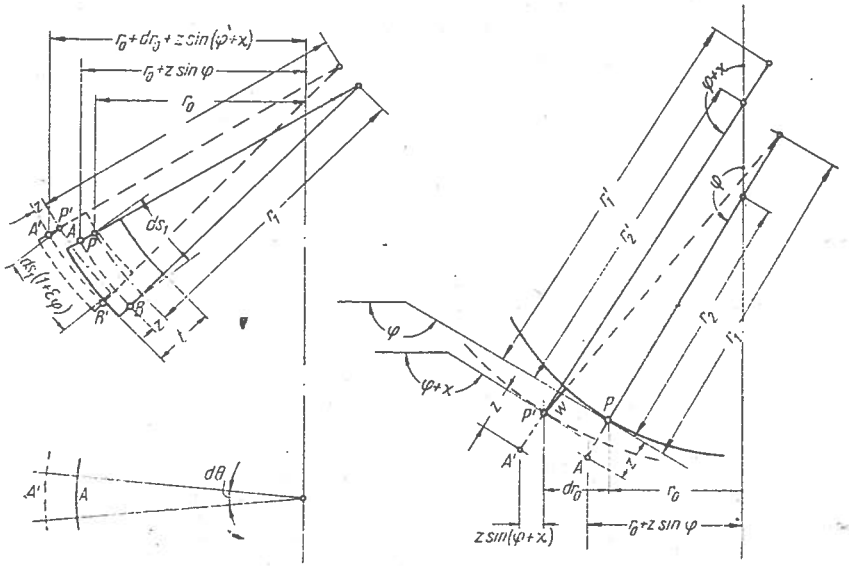


Fig. 206. Deformațiile punctelor pînzei aflate în afara suprafeței mediane.

Rezultă:

$$\varepsilon_{\varphi z}=\frac{(1+\varepsilon_\varphi)\,r_1d\varphi+z\,(d\varphi+d\chi)-(r_1+z)\,d\varphi}{(r_1+z)\,d\varphi}$$

$$\varepsilon_{\varphi z}=\varepsilon_\varphi+\frac{z}{r_1}\frac{d\chi}{d\varphi}=\frac{1}{r_1}\left(\frac{dv}{d\varphi}+w+z\frac{d\chi}{d\varphi}\right); \qquad (5.16)$$

$$\varepsilon_{\theta z}=\frac{r_0+dr_0+z\cdot\sin(\varphi+\chi)-(r_0+z\cdot\sin\varphi)}{r_0+z\cdot\sin\varphi}.$$

Introducînd simplificările:

$$\sin\chi=\chi;$$
$$\cos\chi=1;$$

deoarece unghiul χ este foarte mic și neglijînd $z\cdot\sin\varphi$, deoarece z este mic față de r_0, se obține:

$$\varepsilon_{\theta z}=\frac{1}{r_2}(v\cdot\operatorname{ctg}\varphi+w+z\cdot\chi\cdot\operatorname{ctg}\varphi) \qquad (5.17)$$

sau introducînd pentru χ relaţia (5.11), rezultă:

$$\varepsilon_{\theta z}=\varepsilon_\theta+\frac{z}{r_1\cdot r_2}\left(v-\frac{dw}{d\varphi}\right)\operatorname{ctg}\varphi. \tag{5.18}$$

Admiţînd valabilă legea Hooke, vom avea:

$$\sigma_{\varphi z}=\frac{E}{1-\mu^2}(\varepsilon_{\varphi z}+\mu\cdot\varepsilon_{\theta z}); \tag{5.19}$$

$$\sigma_{\theta z}=\frac{E}{1-\mu^2}(\varepsilon_{\theta z}+\mu\cdot\varepsilon_{\varphi z}). \tag{5.20}$$

Însemnînd:

$$D=\frac{E\cdot t}{1-\mu^2}; \tag{5.21}$$

$$K=\frac{E\cdot t^3}{12(1-\mu^2)}; \tag{5.22}$$

prin neglijarea termenilor mici $\frac{z}{r_2}$ şi $\frac{z}{r_1}$, din formulele (5.1) şi (5.2) se obţine:

$$n_\varphi=\int_{-\frac{t}{2}}^{+\frac{t}{2}}\sigma_{\varphi z}\cdot dz=D\left[\frac{1}{r_1}\left(\frac{dv}{d\varphi}+w\right)+\frac{\mu}{r_2}(v\cdot\operatorname{ctg}\varphi+w)\right]=D(\varepsilon_\varphi+\mu\varepsilon_\theta); \tag{5.23}$$

$$n_\theta=\int_{-\frac{t}{2}}^{+\frac{t}{2}}\sigma_{\theta z}\cdot dz=D\left[\frac{1}{r_2}(v\cdot\operatorname{ctg}\varphi+w)+\frac{\mu}{r_1}\left(\frac{dv}{d\varphi}+w\right)\right]=D(\varepsilon_\theta+\mu\cdot\varepsilon_\varphi); \tag{5.24}$$

$$m_\varphi=-\int_{-\frac{t}{2}}^{+\frac{t}{2}}\sigma_{\varphi z}\cdot z\cdot dz=-K\left(\frac{1}{r_1}\frac{d\chi}{d\varphi}+\frac{\mu}{r_2}\chi\cdot\operatorname{ctg}\cdot\varphi\right); \tag{5.25}$$

$$m_\theta=-\int_{-\frac{t}{2}}^{+\frac{t}{2}}\sigma_{\theta z}\cdot z\cdot dz=-K\left(\frac{1}{r_2}\chi\cdot\operatorname{ctg}\varphi+\frac{\mu}{r_1}\frac{d\chi}{d\varphi}\right); \tag{5.26}$$

sau introducînd pentru modificările razei de curbură:

$$\eta_\varphi=\frac{1}{r_1}\frac{d\chi}{d\varphi}; \tag{5.27}$$

$$\eta_\theta=\frac{1}{r_2}\chi\cdot\operatorname{ctg}\varphi; \tag{5.28}$$

se obţine:

$$m_\varphi=-K(\eta_\varphi+\mu\cdot\eta_\theta); \tag{5.29}$$

$$m_\theta=-K(\eta_\theta+\mu\cdot\eta_\varphi). \tag{5.30}$$

Cele trei ecuaţii din sistemul (5.10) cu ecuaţia (5.11) şi cu cele patru ecuaţii (5.23—5.26) formează un sistem de opt ecuaţii, din care pot fi calculate cele opt necunoscute: n_φ, n_θ, m_φ, m_θ, q, χ, v şi w.

Prin eliminări succesive se ajunge la un sistem de două ecuaţii diferenţiale, simultane în χ şi q.

Însemnînd cu:

$L(\ldots)$ — operaţii diferenţiale;
$F_1(\varphi)$ şi $F_2(\varphi)$ — funcţii depinzînd de forma pînzei;
λ_1 şi λ_2 — constante care depind de calităţile elastice ale materialului;
$\Phi(\varphi)$ — o funcţie care depinde de felul încărcării;
$U=\frac{r_2\cdot q}{t^2}$ — în cazul grosimilor continuu variabile şi care se înlocuieşte cu:
$V=r_2\cdot q$ — în cazul grosimii constante a pînzei;

sistemul celor două ecuaţii diferenţiale se prezintă sub forma:

$$\begin{aligned}L(\chi)+\chi\cdot F_1(\varphi)&=-\lambda_1\cdot U;\\ L(U)+U\cdot F_2(\varphi)&=\lambda_2\cdot\chi+\Phi(\varphi).\end{aligned} \tag{5.31}$$

Soluţia generală a sistemului este formată din soluţia generală a ecuaţiilor omogene ($\Phi(\varphi)=0$) şi dintr-o integrală particulară, care cu suficientă aproximaţie corespunde stadiului de membrană.

Mărimile statice: n_φ, n_θ, m_φ, m_θ şi q se obţin deci prin suprapunerea celor două soluţii.

În stadiul de membrană au valori diferite de zero numai cele două forţe n_φ şi n_θ.

Soluţia celor două ecuaţii omogene conţine patru constante de integrare, care se calculează din condiţiile de margine.

a) pentru o margine liberă:

$$U=0 \quad \text{şi} \quad m_\varphi=0;$$

b) pentru o margine articulată:

$$\Delta r_2=0 \quad \text{şi} \quad m_\varphi=0;$$

c) pentru o margine încastrată:

$$\Delta r_2=0 \quad \text{şi} \quad \chi=0;$$

d) cînd marginea pînzei este legată de alte elemente, de exemplu de o grindă de centură, deplasările şi rotirile relative trebuie să fie nule.

V.2. REZERVOARE CILINDRICE VERTICALE CU FUNDUL PLAT

Elementele componente ale rezervorului sînt:

— fundul plat, aşezat de obicei pe un pat de nisip;

— mantaua cilindrică, formată din mai multe inele numite virole, toate cu aceeaşi grosime sau de grosimi diferite;

— capacul, executat din tablă aşezată pe ferme radiale, sau formînd un acoperiş autoportant;

— aparatura necesară încărcării, descărcării, supravegherii şi aparatura de siguranţă a rezervorului.

Dimensiunile rezervorului, diametrul și înălțimea cilindrului, se stabilesc în funcție de capacitatea prescrisă și avîndu-se în vedere economia maximă în ceea ce privește consumul total de oțel.

Problema aceasta a fost rezolvată de Șuhov care a ajuns la următoarele concluzii:

a) Un rezervor care are mantaua cu grosime constantă va necesita un consum minim de oțel cînd greutatea fundului și a capacului reprezintă jumătate din greutatea peretelui cilindric.

Însemnînd cu:

V — volumul necesar, în m³;
Δ — suma grosimilor fundului și capacului, inclusiv fermele echivalate în grosime de tablă, în cm;
t — grosimea peretelui cilindric, în cm;

înălțimea optimă a rezervorului, exprimată în m rezultă:

$$H_{opt} = \sqrt[3]{\frac{V \cdot \Delta^2}{\pi \cdot t^2}}; \qquad (5.32)$$

b) Un rezervor care are mantaua cu grosime variabilă va necesita un consum minim de material cînd greutatea fundului și a capacului va fi egală cu greutatea peretelui cilindric

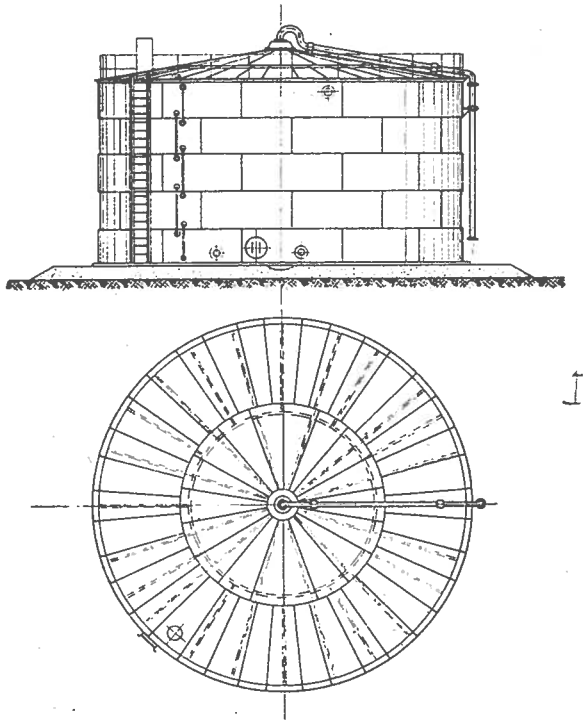


Fig. 207. Rezervor cilindric vertical cu fundul plat. Ansamblu.

Înălțimea optimă în acest caz se calculează din formula:

$$H_{opt} = \sqrt{\frac{\sigma_a \cdot \Delta}{\gamma}}, \qquad (5.33)$$

unde γ este greutatea specifică a lichidului, în kg/cm³ și înălțimea H_{opt} rezultă în centimetri.

La calculul după starea limită formula (5.33) devine:

$$H_{opt} = \sqrt{\frac{m \cdot R \cdot \Delta}{n \cdot \gamma}} \qquad (5.33\,a)$$

Valoarea coeficienților n și m și a rezistenței de calcul R va fi dată la subcapitolul V. 2.2.

Pentru rezervoarele de capacitate mai mare, deoarece Δ are variații mici, înălțimea rămîne aproximativ constantă și egală cu 12 m. Înălțimea rezervorului este indicat să fie un multiplu al lățimei de tablă folosită, virolele avînd în acest caz toate aceeași înălțime.

V. 2.1. Calculul rezervoarelor cilindrice cu fundul plat

Considerăm rezervorul cilindric cu fundul plat avînd dimensiunile arătate în fig. 208.

Unghiul φ fiind constant, coordonatele punctelor pînzei cilindrice sînt și x. Coordonata x se măsoară față de fundul rezervorului.

Pentru cazul stadiului de membrană avem:

$$n_{\theta_0} = \gamma \cdot r\,(h-x); \qquad n_{x_0} = n_{\theta x_0} = 0. \qquad (5.34)$$

Din acțiunea forței n_{θ_0} rezultă o alungire specifică:

$$\varepsilon_{\theta_0} = \frac{n_{\theta_0}}{E \cdot t} = \frac{\gamma\,(h-x)}{E \cdot t} \cdot r, \qquad (5.35)$$

care cauzează o deplasare radială pozitivă:

$$w_0 = r \cdot \varepsilon_{\theta_0} = \frac{\gamma\,(h-x)}{E \cdot t} \cdot r^2. \qquad (5.36)$$

Pentru elementul infinitezimal al peretelui, cu înălțimea dx și lungimea $r \cdot d\theta$, se pot scrie condițiile de echilibru după direcția normalei și față de tangenta la cercul paralel (fig. 209).

$$dq_x \cdot r \cdot d\theta + n_\theta \cdot dx \cdot d\theta = \gamma\,(h-x)\,r \cdot d\theta \cdot dx$$

sau

$$\frac{dq_x}{dx} + \frac{1}{r}\,n_\theta = \gamma\,(h-x) \qquad (5.37)$$

și

$$q_x \cdot dx \cdot r \cdot d\theta - dm_x \cdot r \cdot d\theta = 0,$$

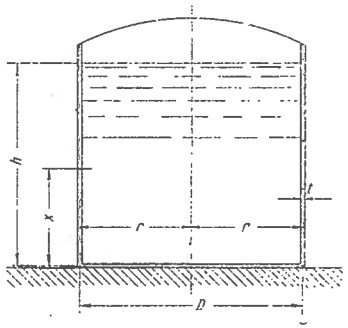


Fig. 208. Schemă de calcul.

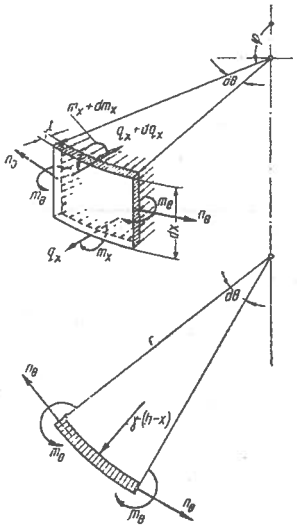


Fig. 209. Schemă de calcul.

sau

$$\frac{dm_x}{dx} = q_x. \qquad (5.38)$$

Diferențiind încă odată în raport cu x și introducînd în ecuația (5.37) se obține:

$$\frac{d^2 m_x}{dx^2} + \frac{1}{r}\,n_\theta = \gamma\,(h-x). \qquad (5.39)$$

Din ecuația (5.15), avînd în vedere că $v=0$ și $r_2=r$, avem:

$$\varepsilon_\theta = \frac{w}{r} \tag{5.40}$$

și deci:

$$n_\theta = E \cdot t \cdot \frac{w}{r}. \tag{5.41}$$

Din creșterea razei „r" cu deplasarea w rezultă o nouă curbură $\frac{1}{r+w}$ care dă naștere la momente m_θ, care pot fi însă neglijate fiind foarte mici. Se ia în considerație numai modificarea razei de curbură η_x care rezultă din ecuațiile (5.27) și (5.11):

$$\eta_x = -\frac{d^2w}{dx^2},$$

care introdusă în ecuația (5.29) ne dă:

$$m_x = K\frac{d^2w}{dx^2}. \tag{5.42}$$

Cu aceste relații ecuația (5.39) devine:

$$K\frac{d^4w}{dx^4} + \frac{E \cdot t}{r^2} \cdot w = \gamma(h-x) \tag{5.43}$$

sau introducînd expresia constantei K (5.22), se obține:

$$\frac{d^4w}{dx^4} + \frac{12(1-\mu^2)}{r^2 \cdot t^2} \cdot w = \frac{12(1-\mu^2)}{E \cdot t^3}\gamma \cdot (h-x). \tag{5.44}$$

Așa cum s-a arătat mai înainte, w_0, deplasarea în stadiul de membrană, reprezintă o integrală particulară a ecuației diferențiale de mai sus. Valoarea acestei deplasări rezultă din relația (5.36). Pentru a afla soluția generală va trebui să se calculeze mai întîi soluția ecuației diferențiale omogene:

$$\frac{d^4w_1}{dx^4} + \frac{12(1-\mu^2)}{r^2 \cdot t^2} \cdot w_1 = 0. \tag{5.45}$$

Soluția generală se obține prin suprapunerea celor două soluții:

$$w = w_0 + w_1. \tag{5.46}$$

Făcînd înlocuirea:

$$\lambda = \frac{1}{\sqrt{r \cdot t}} \sqrt[4]{3(1-\mu^2)} \tag{5.47}$$

se obține ecuația diferențială omogenă sub forma:

$$\frac{d^4w_1}{dx^4} + 4 \cdot \lambda^4 \cdot w_1 = 0. \tag{5.48}$$

Soluția acestei ecuații fiind:

$$w_1 = e^{\lambda x}(C_1 \cos \lambda x + C_2 \sin \lambda x) + e^{-\lambda x}(C_3 \cos \lambda x + C_4 \sin \lambda x),$$

soluția completă a ecuației diferențiale (5.44) va fi:

$$w = \frac{\gamma(h-x)}{E \cdot t} r^2 + e^{\lambda x}(C_1 \cos \lambda x + C_2 \sin \lambda x) + e^{-\lambda x}(C_3 \cos \lambda x + C_4 \sin \lambda x).$$

Cele patru constante C se calculează din condițiile de margine ale rezervorului. Expresia deplasării w, odată cunoscută, din relațiile (5.41, 5,42 și 5.38) vor putea fi calculate mărimile n_θ, m_x și q_x.

Soluția ecuației diferențiale omogene „w_1" reprezintă o stare a tensiunilor dependentă numai de forțe și momente care acționează pe marginile pînzei. Soluția formată din suma a două oscilații amortizate se simplifică în sensul că primul termen cu e^{2x} dispare pe măsură ce ne depărtăm de marginea superioară, iar termenul cu $e^{-\lambda x}$ dispare pe măsură ce ne depărtăm de marginea inferioară. Înălțimea rezervoarelor fiind de obicei mare, aceste două oscilații nu se suprapun, ceea ce simplifică în mare măsură calculele.

Pentru un rezervor al cărui perete vertical este încastrat în fundul așezat pe teren, pentru forța radială R și momentul de încastrare M, care apar în secțiunea de prindere a peretelui de fund, se pot scrie următoarele condiții

$$(w_0) + (w_R) + (w_M) - u = 0; \tag{5.51}$$

$$\left(\frac{dw_0}{dx}\right) + \left(\frac{dw_R}{dx}\right) + \left(\frac{dw_M}{dx}\right) - \alpha = 0, \tag{5.52}$$

unde:

(w_0), (w_R) și (w_M) reprezintă deplasările după direcția normalei la pînză, în secțiunea de prindere a peretelui, în stadiul de membrană, din acțiunea forței R și din momentul M. „u" reprezintă deformația radială a fundului rezervorului din acțiunea forței R și este egală cu:

$$u = r \cdot \varepsilon_r = \frac{R \cdot r}{E \cdot t_f}(1-\mu); \tag{5.53}$$

t_f fiind grosimea tablelor fundului,
α reprezintă unghiul tangentei, față de orizontală, la suprafața deformată a fundului. Pentru simplificare acest unghi poate fi luat egal cu acela al unei grinzi cu momentul de inerție

$$J = \frac{t_f^3}{12(1-\mu^2)} \tag{5.54}$$

cu deschiderea b, încărcată cu o sarcină uniform repartizată p și un moment M în reazemul A, iar în reazemul B tangenta la fibra deformată fiind orizontală (fig. 210).

Din aceste condiții de rezemare și încărcare rezultă:

$$b = 2\sqrt{\frac{M}{p}}; \tag{5.55}$$

$$\alpha = \frac{4(1-\mu^2)}{E \cdot t_f^3}\sqrt{\frac{M^3}{p}}. \tag{5.56}$$

Influența forțelor radiale R și a momentului M, care acționează la marginea inferioară a rezervorului, $x=0$, se va studia separat. Pentru marginea inferioară, așa cum s-a spus, în expresia deplasării w_1 intervine numai termenul al doilea cu $e^{-\lambda x}$.

a) Acțiunea forțelor radiale R, exterioare, la marginea $x=0$.

Din relația 5.49 avem:

$$w_1 = e^{-\lambda x}(C_3 \cos \lambda x + C_4 \sin \lambda x). \tag{5.57}$$

Pentru $x=0$ și $w_1=w_R$ se scriu următoarele condiții de margine:

$$(m_x)=\left|K\frac{d^2w_R}{dx^2}\right|=0; \tag{5.58}$$

$$(q_x)=\left|K\frac{d^3w_R}{dx^3}\right|=-R. \tag{5.59}$$

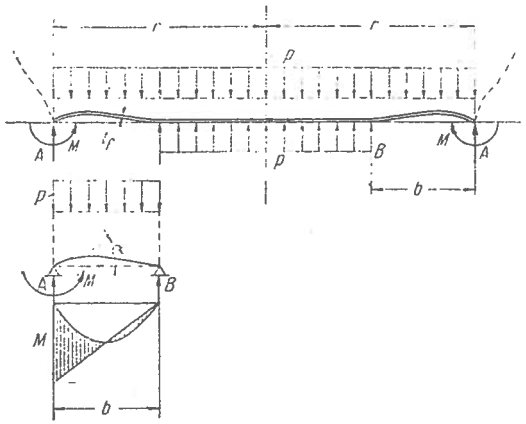


Fig. 210. Solicitările și deformațiile fundului în cazul încastrării peretelui vertical în fund.

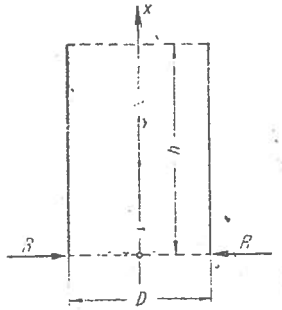


Fig. 211. Acțiunea forțelor radiale de margine R.

Din aceste condiții rezultă:

$$C_4=0 \quad \text{și} \quad C_3=-\frac{R}{2K\cdot\lambda^3}. \tag{5.60}$$

Din relațiile 5.57, 5.41 și 5.42 se obține:

$$w_R=-\frac{R}{2K\cdot\lambda^3}e^{-\lambda x}\cos\lambda x; \tag{5.61}$$

$$n_{\theta R}=E\cdot t\frac{w_R}{r}=-\frac{R}{2r\cdot\lambda^3}\cdot\frac{E\cdot t}{K}e^{-\lambda x}\cos\lambda x; \tag{5.62}$$

$$m_{xR}=K\frac{d^2w_R}{dx^2}=-\frac{R}{\lambda}e^{-\lambda x}\cdot\sin\lambda x. \tag{5.63}$$

Pentru $x=0$ avem:

$$(w_R)=-\frac{R}{2K\cdot\lambda^3}; \tag{5.64}$$

$$\left(\frac{dw_R}{dx}\right)=+\frac{R}{2K\cdot\lambda^2}. \tag{5.65}$$

b) *Acțiunea momentului M la marginea* $x=0$.

Pentru $x=0$ și $w_1=w_M$ avem următoarele condiții de margine:

$$(m_x)=K\frac{d^2w_M}{dx^2}=M; \tag{5.66}$$

$$(q_x)=K\frac{d^3w_M}{dx^3}=0. \tag{5.67}$$

Din aceste condiții rezultă:

$$C_3=-C_4=\frac{M}{2K\cdot\lambda^2}; \tag{5.68}$$

$$w_M=\frac{M}{2K\cdot\lambda^2}e^{-\lambda x}(\cos\lambda x-\sin\lambda x); \tag{5.69}$$

$$n_{\theta M}=\frac{M}{2r\cdot\lambda^2}\frac{E\cdot t}{K}e^{-\lambda x}(\cos\lambda x-\sin\lambda x); \tag{5.70}$$

$$m_{xM}=M\cdot e^{-\lambda x}(\cos\lambda x+\sin\lambda x) \tag{5.71}$$

și pentru $x=0$

$$(w_M)=\frac{M}{2K\cdot\lambda^2}; \tag{5.72}$$

$$\left(\frac{dw_M}{dx}\right)=-\frac{M}{K\cdot\lambda}. \tag{5.73}$$

Cu aceste rezultate, ecuațiile (5.51) și (5.52) devin:

$$\frac{\gamma\cdot h\cdot r^2}{E\cdot t}-\frac{R}{2K\cdot\lambda^3}+\frac{M}{2K\cdot\lambda^2}-\frac{r(1-\mu)}{E\cdot t_f}R=0; \tag{5.74}$$

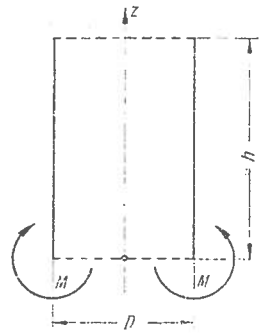


Fig. 212. Acțiunea momentelor de margine M.

$$\frac{\gamma\cdot r^2}{E\cdot t}-\frac{R}{2K\cdot\lambda^2}+\frac{M}{K\cdot\lambda}+\frac{4(1-\mu^2)}{E\cdot t_f^3}\sqrt{\frac{M^3}{p}}=0. \tag{5.75}$$

Din aceste ecuații se pot calcula forța R și momentul M și cu acestea, așa cum se va arăta într-un exemplu numeric, se poate calcula variația forței n_θ și a momentului m_x.

V.2.2. Dimensionarea și probleme constructive

a) *Fundul rezervorului.* Tablele care alcătuiesc fundul rezervorului, cu excepția unui inel exterior cu lățimea b, sînt supuse la solicitări reduse, încît grosimea tablelor, în funcție de capacitatea rezervorului, se stabilește constructiv de la 4 la 8 mm.

De exemplu, în cazul rezervoarelor pentru produse petroliere, standardizate în U.R.S.S., sînt prescrise următoarele grosimi de tablă pentru fundul rezervoarelor:

— rezervoare de 1 000 m³ capacitate și mai mici . . $t_f=$ 4 mm;
— rezervoare de 2 000 m³ capacitate . . . . . $t_f=4$—6 mm;
— rezervoare de 3 000 m³ capacitate . . . . . $t_f=4$—7 mm;
— rezervoare de 5 000 m³ capacitate . . . . . $t_f=5$—8 mm.

Grosimea mai mare se referă la inelul exterior al fundului.

Tabla fundului fiind în contact direct cu terenul este supusă unei coroziuni rapide. Pentru a reduce acest pericol este necesar ca fundul să fie așezat pe un pat de nisip, care se execută cu o înclinație de 1 : 100 spre margini, iar fundul rezervorului se spoiește în exterior cu o emulsie de bitum. Această soluție face necesară montarea fundului la o anumită înălțime față de teren, ceea ce este neapărat necesar în cazul construcțiilor situate, nu însă și în

cazul celor sudate. Pentru a evita schelăria necesară montării fundului, în U.R.S.S. s-a experimentat o nouă metodă de execuţie, cu foarte bune rezultate. Peste fundaţia de nisip se toarnă un strat de pămînt tratat cu lianţi bituminoşi de circa 10 cm grosime, menţinîndu-se aceeaşi înclinaţie spre exterior a fundaţiei. Peste acest strat se aşază tablele fundului şi se sudează una de alta. Etanşeitatea îmbinărilor se cercetează după sudare, introducînd sub fundul rezervorului amoniac, a cărui prezenţă se constată la cordoanele defecte cu o soluţie de fenolftalein în spirt sau cu maşina de vid.

Pămîntul astfel tratat formează o barieră contra ridicării apei capilare spre tabla rezervorului. Rezultatele cele mai bune s-au obţinut cu un amestec de nisip de granulometrie 0,074—2,0 mm, în proporţie de 60—85% şi de particule pulverulente cu o granulometrie sub 0,074, în proporţie de 40, respectiv 15%.

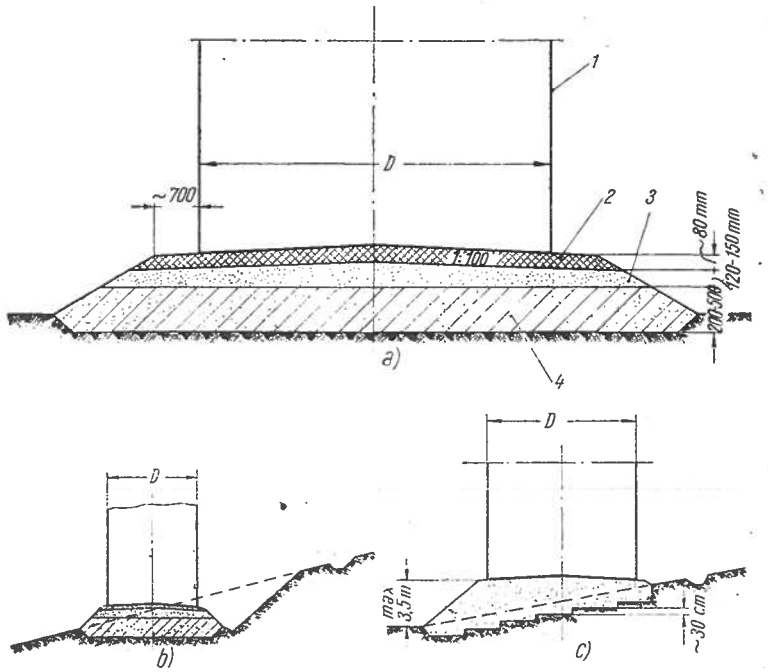


Fig. 213. Fundaţia rezervorului cilindric vertical:
a — fundaţie pe teren plan; *1* — rezervor; *2* — strat izolant; *3* — nisip; *4* — umplutură; *b* şi *c* — fundaţii pe teren în pantă.

Este de asemenea necesară executarea unei bune canalizări a apelor de ploaie în jurul rezervorului. În fig. 213, *b* şi 213, *c* sînt arătate două soluţii privind executarea fundaţiei rezervorului, cînd terenul este în pantă.

Tablele care alcătuiesc fundul pot fi table dreptunghiulare, cele de la margini fiind tăiate după circonferinţa cercului exterior (fig. 214, *a*) sau pe margini se pot aşeza table tăiate sub forma unor segmenţi de cerc (fig. 214, *b*).

Tablele de la margini trebuie să se afle neapărat în acelaşi plan pentru a face posibilă prinderea peretelui lateral de fund. În cazul soluţiei din fig. 214, *a*, această condiţie se realizează prin tăierea, în regiunea marginală

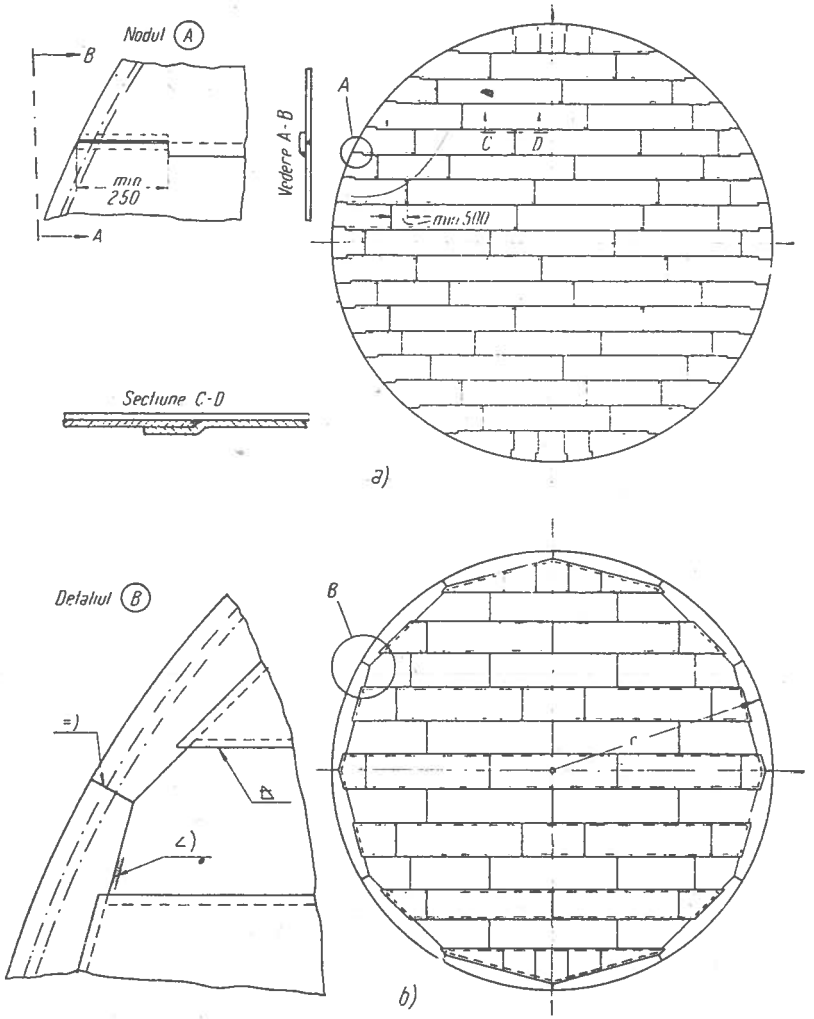


Fig. 214. Fundul rezervorului:
a — sistem de aşezare a tablelor în fîşii; *b* — sistem de aşezare a tablelor în fîşii cu inel exterior.

a tablelor suprapuse și îmbinarea lor în capete. La soluția din fig. 214, *b*, tablele care formează inelul exterior se îmbină între ele prin cordoane executate în capete, iar de celelalte prin cordoane în capete și prin suprapunere (v. detaliul *B*).

b) *Mantaua cilindrică a rezervorului.* Mantaua cilindrică se execută din mai multe virole, care se îmbină între ele prin suprapunere la construcțiile nituite și prin îmbinări cap la cap sau prin suprapunere la construcțiile sudate. Tablele care compun o anumită virolă se îmbină prin suprapunere sau cu eclise la construcțiile nituite și cap la cap la cele sudate. Îmbinările verticale ale tablelor trebuie decalate de la o virolă la alta cu cel puțin 500 mm.

La construcțiile nituite, în punctele unde îmbinarea orizontală se întîlnește cu cea verticală, etanșeitatea se asigură prin ascuțirea unei table în formă de pană (fig. 215).

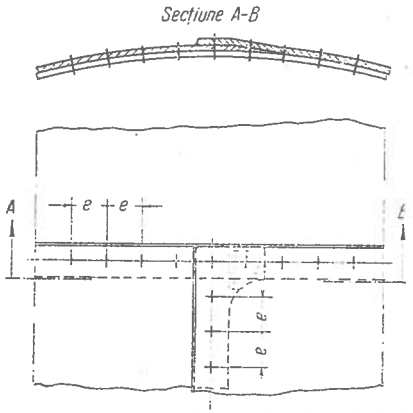


Fig. 215. Îmbinare nituită prin suprapunere

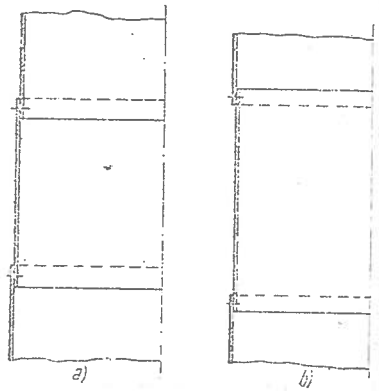


Fig. 216 Sisteme de așezare a virolelor:
a — sistem telescopic; *b* — sistem alternativ.

Ascuțirea colțului unei table complică execuția, această operație putînd fi făcută numai prin forjare la cald. Așezarea virolelor una față de alta se poate face telescopic (fig. 216, *a*) sau alternativ (fig. 216, *b*). Tot la rezervoarele nituite se poate folosi și o așezare mixtă a virolelor și anume cele trei virole inferioare așezîndu-se telescopic, iar următoarele alternativ. Această soluție are avantajul că reducerea volumului rezervorului nu este atît de mare ca în cazul așezării telescopice a tuturor virolelor.

La rezervoarele sudate, cînd îmbinarea virolelor se realizează prin suprapunere, așezarea virolelor se face de regulă telescopic, astfel încît cordonul exterior, care se execută mai ușor, să fie executat în poziția favorabilă de sus în jos. Cordoanele interioare se execută cu grosimi de 4—6 mm și eventual întrerupte.

Grosimea tablelor diferitelor virole se stabilește, în stadiul de membrană din relația (5.34), unde $(h-x)$ reprezintă nivelul inferior al virolei respective. Prescripțiile sovietice recomandă ca presiunea $\gamma(h-x)$ să se calculeze la o distanță de 300 mm față de marginea inferioară a virolei respective. Această reducere a presiunii ține seama de faptul că tabla unei virole

nu este încărcată uniform pe înălțimea ei și că regiuni mai puțin solicitate preiau o parte mai mare din încărcare decît se prevede prin calcule.

Grosimea virolei inferioare trebuie verificată și în stadiul de încovoiere.

Folosind ca metodă de dimensionare metoda rezistențelor admisibile, grosimea tablelor unei anumite virole rezultă din relația (5.34):

$$t=\frac{\gamma\cdot r\cdot(h-x)}{\sigma_a}+\Delta, \tag{5.76}$$

unde Δ reprezintă un spor de 1—1,5 mm, avînd în vedere coroziunea.

În cazul dimensionării după metoda stărilor limită, grosimea de tablă rezultă din:

$$t=\frac{n\cdot\gamma\cdot r\,(h-x)}{m\cdot R_{cs}}, \tag{5.77}$$

unde:

n — coeficientul de supraîncărcare — se ia 1,10;

m — coeficientul condițiilor de lucru — se ia 0,9—0,8;

R_{cs} reprezintă rezistența de calcul la întindere a unei cusături sudate în capete și se ia egală cu rezistența de calcul a materialului de bază, adică $0{,}9\times2.200=2\,000$ kg/cm², cînd controlul calității se face foarte riguros și egală cu 1 800 kg/cm², cînd controlul este cel obișnuit.

La verificarea solicitărilor va trebui să se țină seama și de eventuale găuri, practicate în table, pentru montajul mecanismelor de umplere și golire a rezervorului. În acest caz verificarea se face pe întreaga înălțime a virolei.

Însemnînd cu h_1 înălțimea virolei respective și cu d diametrul găurii, condițiile de dimensionare impun:

a) după metoda rezistențelor admisibile:

$$\sigma=\frac{\gamma\cdot r\,(h-x)}{t}\,\frac{h_1}{h_1-d}\leq\sigma_a; \tag{5.78}$$

b) după metoda stărilor limită:

$$N_c=n\cdot\gamma\cdot r\,(h-x)\leq m\cdot t\,\frac{h_1-d}{h_1}R_c, \tag{5.79}$$

unde R_c pentru oțelul OL 38 se ia 2 000 kg/cm².

Dacă efortul unitar efectiv, care rezultă din relația (5.78), depășește rezistența admisibilă, sau dacă la metoda după stările limită N_c depășește efortul limită, tabla peretelui se întărește cu un inel din tablă aplicat pe virola rezervorului în jurul găurii, așa cum este indicat în fig. 217.

Prinderea peretelui cilindric de fundul rezervorului, la construcțiile nituite, se realizează prin una sau două corniere de centură (fig. 218, *a*). La construcțiile sudate peretele vertical se poate prinde de fundul rezervorului sau direct prin două cordoane de sudură continue (fig. 218, *b*) sau, în special la rezervoare de capacitate mai mare, printr-un cordon de sudură continuu și o cornieră (fig. 218, *c*).

Marginile tablelor fundului depășesc peretele vertical, respectiv cornierele de centură, cu distanțele minime trecute în fig. 218.

Prinderea peretelui cilindric de fund se calculează la momentul de încastrare M și la forța radială R.

De exemplu pentru cazul din fig. 218, *a* vom avea:

Din momentul de încastrare rezultă un cuplu de forțe P care solicită axial niturile de prindere

$$P = \frac{M \cdot e}{a} \quad \text{și} \quad \sigma = \frac{4P}{\pi d^2} \leq \sigma_a,$$

unde „*e*" reprezintă distanța între două nituri consecutive, iar „*a*" distanța dintre cele două nituri în secțiune.

Din forța radială R rezultă o solicitare de forfecare egală cu:

$$\tau = \frac{Re}{2\frac{\pi d^2}{4}} \leq \tau_a.$$

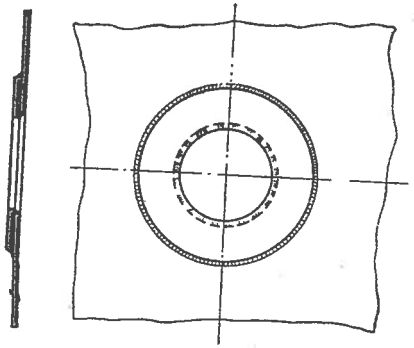


Fig. 217. Înnădirea tablei în secțiuni slăbite.

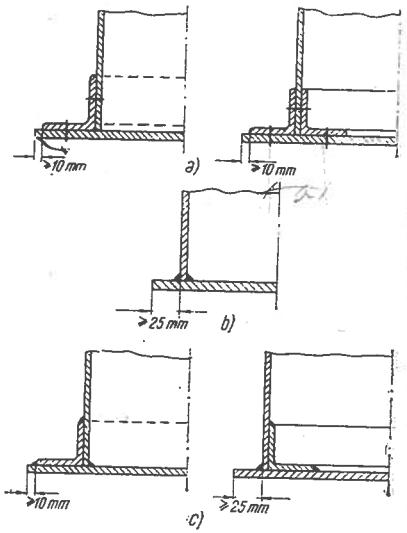


Fig. 218. Prinderea peretelui cilindric de fund.

a — prinderi nituite; *b* și *c* — prinderi sudate.

Pentru cazul din fig. 218, *b* vom avea:

$$\sigma = \frac{M}{W} \leq \sigma_{as},$$

unde W reprezintă modulul de rezistență a unei secțiuni formată din două dreptunghiuri așezate la o distanță între ele egală cu grosimea tablei virolei inferioare, cu înălțimea egală cu înălțimea de calcul a cordonului „*a*" (înălțimea triunghiului înscris în cordon) și cu lungimea de 1 cm. Din forța radială R avem:

$$\tau = \frac{R}{2 \cdot a \cdot 1} \leq \tau_{as}.$$

c) *Capacul rezervorului.* Capacul rezervorului în afară de funcția de acoperiș, trebuie să realizeze o închidere etanșe a rezervorului. Se execută dintr-o manta de tablă care formează învelitoarea și care este susținută de ferme sau grinzi curbe, sau care poate să formeze o pînză autoportantă.

În primul caz învelitoarea se dimensionează ca o placă dreptunghiulară rezemată pe două sau pe patru laturi, după sistemul dispozitivului de susținere, grosimea tablei fiind stabilită din condiții de rezistență și săgeată, în funcție de mărimea deschiderilor.

În al doilea caz învelitoarea se calculează ca o pînză de revoluție în stadiul de membrană, cu excepția zonei de margine pentru care se ia în considerație și efectul marginal.

La calculul acoperișului, în afară de greutatea proprie și de încărcarea cu zăpadă, se ține seama și de efectul vacuumului, care pentru cazurile normale reprezintă o încărcare de 25 kg/m².

În cazul rezemării pe ferme, forma acoperișului se ia de obicei conică, cu o înclinație redusă (1 : 15—1 : 20) în cazul rezervoarelor pentru produse petroliere limpezi și cu o înclinație mai accentuată la celelalte rezervoare. În cazul rezemării pe rigle curbe, forma acoperișului este de obicei o calotă sferică.

Atunci cînd învelitoarea formează o pînză portantă, formele obișnuite sînt: conică, sferică, elipsoid de revoluție etc.

Etanșeitatea îmbinării dintre peretele lateral și învelitoare se asigură printr-o cornieră de centură sudată pe mantaua cilindrică și de care se sudează învelitoarea prin cordoane continui.

Tablele care alcătuiesc învelitoarea se îmbină între ele prin suprapunere. Pot fi folosite table dreptunghiulare (fig. 219, *a*) sau tablele pot fi tăiate sub forma unor sectoare (219, *b*). Ultima soluție complică execuția în atelier și mărește consumul de tablă, simplificînd însă, într-o oarecare măsură, montajul învelitorii. Se folosește mai ales în cazul învelitoarelor curbe autoportante.

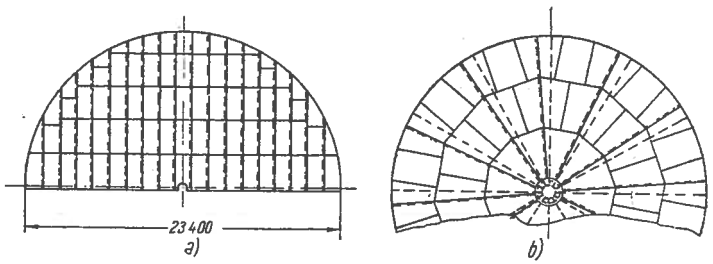


Fig. 219. Învelitoarea rezervorului:

a — din table dreptunghiulare; *b* — din table tăiate sub forma unor sectoare.

După modul de așezarea al elementelor de susținere ale învelitorii se deosebesc următoarele sisteme:

1. **Sistem cu ferme, pane și căpriori.** Învelitoarea este susținută de căpriori, așezați radial și care se reazemă pe ferme radiale prin intermediul panelor.

Tablele învelitorii sînt sudate de căpriori prin cordoane întrerupte.

Numărul fermelor și așezarea panelor depinde de capacitatea rezervorului.

De exemplu, pînă la o capacitate de 500 m³ se poate folosi sistemul cu patru semiferme, așezate radial (fig. 220). Sub talpa superioară a fermelor se montează în fiecare interval cîte o pană. Pe aceste pane și pe mantaua rezervorului se reazemă căpriorii, așezați radial, care susțin învelitoarea. Talpa superioară a fermei este folosită și drept căprior și trebuie verificată și la încovoiere. Semifermele se prind cu un capăt de mantaua rezervorului, iar la mijloc sînt prinse într-un montant comun executat din două corniere

așezate în cruce. Cînd distanța maximă dintre căpriori nu depășește 1,25 m, învelitoarea se execută din tablă de 2,5—3 mm grosime. În fig. 220 sînt arătate detalii constructive ale acestei soluții.

La rezervoare de capacitate mai mare numărul fermelor și al panelor se mărește. Fermele executate cu zăbrele sînt rezemate pe o cornieră fixată pe mantaua rezervorului, iar la mijloc pe un montant central. În fig. 221 și 222 sînt date două soluții privind sistemul de susținere și detalii constructive ale capacului unui rezervor de 4 600 m³.

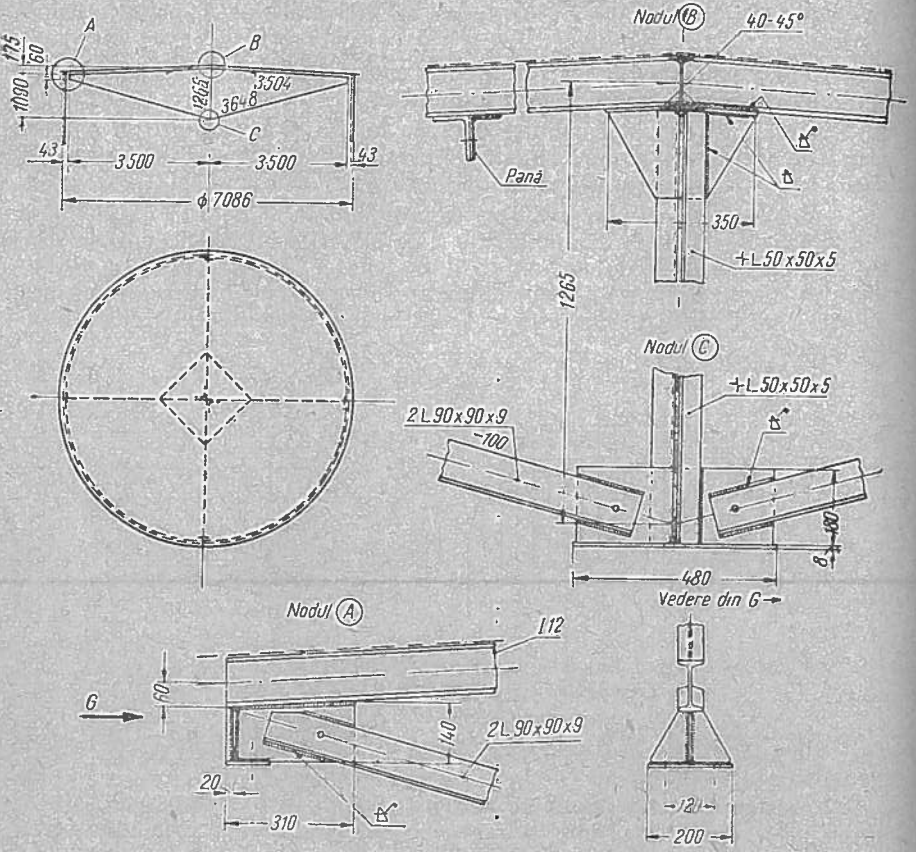


Fig. 220. Capacul unui rezervor de capacitate mică.

La soluția din fig. 221 panele sînt așezate pe talpa superioară a fermelor, iar pe pane sînt rezemați căpriorii. Montantul central executat tubular, este prevăzut în partea superioară cu un inel avînd diametrul mai mare și de care sînt sudate guseele fermei. Talpa inferioară se sudează la șantier de un guseu sudat pe montantul central. Pentru asigurarea stabilității fermelor, în anumite panouri, la nivelul celor două tălpi sînt prevăzute contravînturi.

La alternativa din fig. 222 fermele sînt executate cu talpa superioară formată din bare rigide, astfel că talpa poate servi și drept căprior. Pentru

aceasta nivelul panelor trebuie coborît față de nivelul tălpii superioare cu înălțimea căpriorilor. Panele se prind în noduri de montanții fermei. Prinderea semifermelor, proiectată în acest caz cu buloane, este rezolvată principial ca și în alternativa precedentă. În anumite cazuri montantul central poate fi prelungit pînă la fundul rezervorului, avînd caracterul unui stîlp de susținere a fermelor.

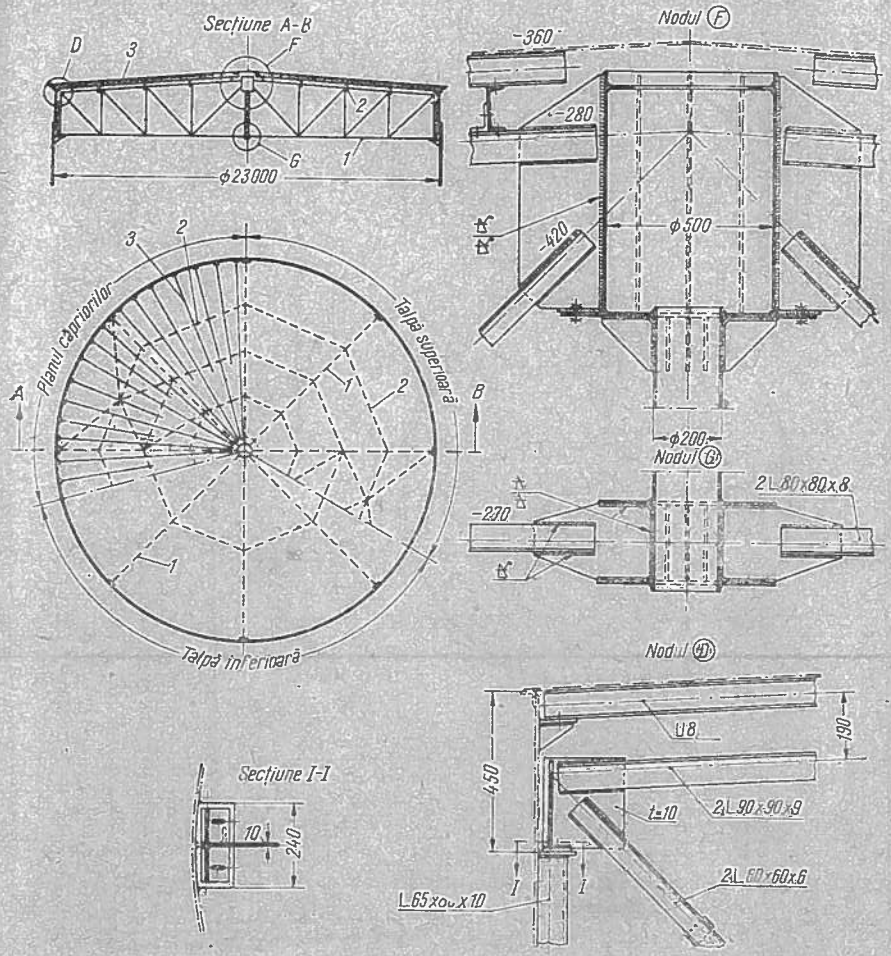


Fig. 221. Capacul unui rezervor de capacitate mare:
1 — ferme; *2* — bare de legătură; *3* — căpriori.

În fig. 223 este arătată soluția de susținere a învelitorii numai prin ferme și pane. Cînd dimensiunile ochiului format între ferme și pane nu depășește 3,0 m, învelitoarea va putea fi executată din tablă cu 4 mm grosime. Pentru prinderea fermelor la margini și mijloc rămîn valabile soluțiile date în fig. 221 sau 222. Stabilitatea fermelor este asigurată sau printr-o contravînturire transversală inelară (așa cum este arătat în fig. 223) sau printr-o contravînturire orizontală, montată la nivelul tălpii inferioare.

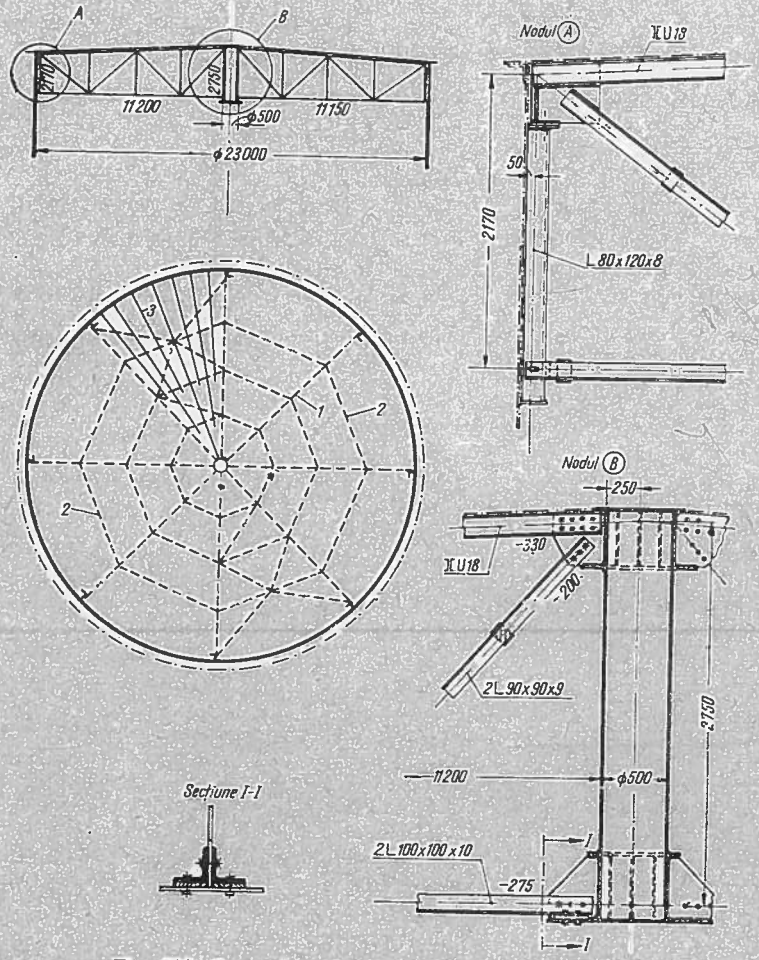


Fig. 222. Capacul unui rezervor de capacitate mare:
1 — ferme; *2* — bare de legătură; *3* — căpriori.

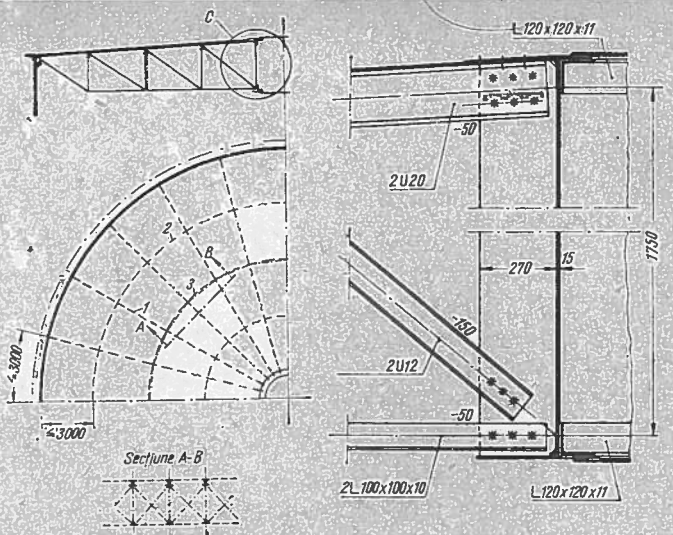


Fig. 223. Capacul unui rezervor de capacitate mare:
1 — ferme; *2* — bare de legătură; *3* — contravîntuire transversală.

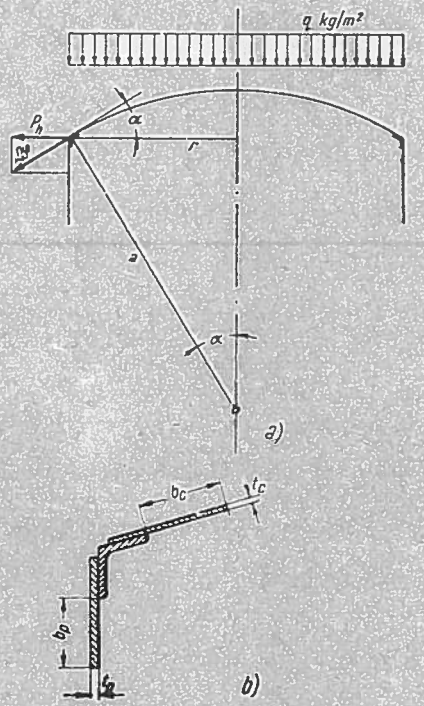


Fig. 224. Schemă pentru calculul grinzii inelare a capacului:
a — încărcare; *b* — secțiunea grinzii.

2. **Sisteme cu bare curbe.** Fermele cu zăbrele pot fi înlocuite prin bare curbe, care împreună cu legături inelare şi contravîntuiri formează sistemul unei cupole. După cum prinderile legăturilor inelare la barele curbe vor fi articulaţii sau încastrări, vom avea un sistem spaţial cu zăbrele sau un cadru spaţial. Învelitoarea se reazemă pe barele curbe, care au rolul căpriorilor şi pe barele inelare.

Împingerea orizontală a barelor curbe radiale, poate fi preluată de o grindă inelară fixată de mantaua cilindrică a rezervorului, sau de tiranţi orizontali aşezaţi în planul vertical al fiecărei grinzi. Pentru reducerea săgeţilor din greutatea proprie, tiranţii sînt susţinuţi din loc în loc cu montanţi verticali.

La soluţia la care nu sînt folosiţi tiranţi orizontali, pentru preluarea împingerii orizontale, efortul în grinda inelară rezultă din condiţiile de echilibru.

Componenta verticală a forţei după tangenta la meridian, n_φ, însumată pe toată circonferinţa cercului paralel, trebuie să fie egală cu încărcarea verticală totală.

Însemnînd cu q încărcarea pe m² de suprafaţă orizontală, cu α înclinaţia tangentei la suprafaţa pînzei faţă de orizontală avem:

$$n_\varphi = \frac{\pi \cdot r^2 \cdot q}{2\pi \cdot r \cdot \sin \alpha} = \frac{q \cdot a}{2}. \qquad (5.80)$$

Componenta orizontală a acestei forţe, care va fi preluată de grinda de centură, va fi:

$$p_h = n_\varphi \cdot \cos \alpha = \frac{q \cdot a}{2} \cos \alpha. \qquad (5,81)$$

Această forţă radială dezvoltă în grinda inelară efortul axial:

$$N = p_h \cdot r = \frac{q \cdot a}{2} \cos \alpha \cdot a \cdot \sin \alpha = \frac{q \cdot a^2}{4} \sin 2\alpha. \qquad (5.82)$$

La dimensionarea grinzii inelare se poate considera că din secţiunea grinzii fac parte şi fâşii de tablă din peretele vertical al rezervorului şi din capac (fig. 224, *b*), ale căror lăţimi active, în afara marginilor cornierelor se stabilesc din relaţiile:

$$b_p = 0{,}4\sqrt{r \cdot t_p}, \qquad (5.83)$$

$$b_c = 0{,}4\sqrt{a \cdot t_c}. \qquad (5.84)$$

În fig. 225 sînt arătate cele două sisteme, cu sau fără tirant şi cîteva detalii constructive.

3. **Acoperiş autoportant.** Soluţii de acoperiş autoportant sînt arătate în fig. 226, 227 şi 228.

În fig. 226 pînza este de formă conică. Grinda de centură supusă la întindere, din cauza împingerii pînzei, este formată dintr-o corniera dezdoita şi porţiuni din tabla peretelui şi a capacului a căror lăţime se calculează din relaţiile (5.83) şi (5.84).

În fig. 227 pînza este o calotă sferică, racordata la peretele vertical printr-o porţiune de tor.

În fig. 228 pînza este suspendată între grinda inelară şi un disc montat în vîrful unui stîlp central. Această soluţie are avantajul faţă de preceden-

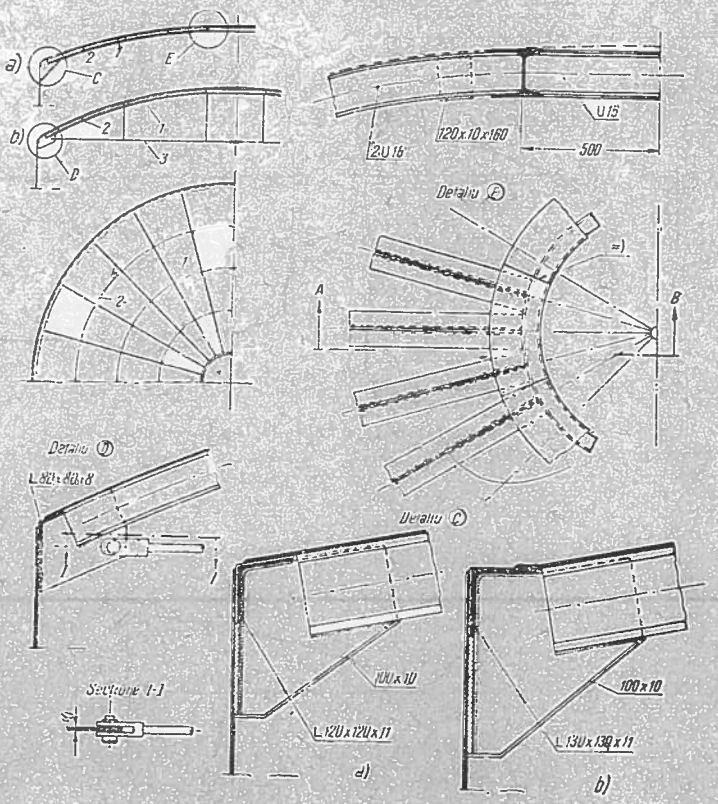


Fig. 225. Capac format din bare rigide:
a — bare rigide cu grindă inelară; *1* — bară rigidă; *2* — bară de legătură; *b* — bare rigide cu tiranţi; *1* — bară rigidă; *2* — bară de legătură; *3* — tirant.

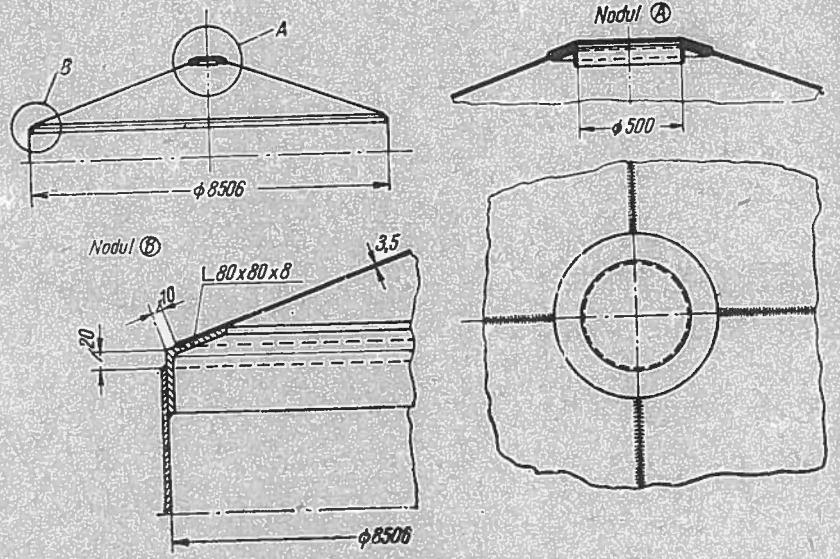


Fig. 226. Capac autoportant de formă conică.

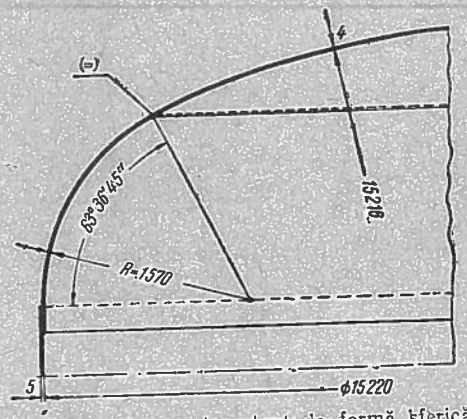


Fig. 227. Capac autoportant de formă sferică.

tele că solicitările principale în pînza sînt de tracțiune. Stîlpul poate sa fie folosit pentru susținerea dispozitivului de montaj. In schimb grinda inelară este supusă la un efort de compresiune, din care cauză trebuie să aibe o rigiditate cît mai mare. Așa cum se vede din detaliul dat în fig. 228 grinda este executată cu doi pereți.

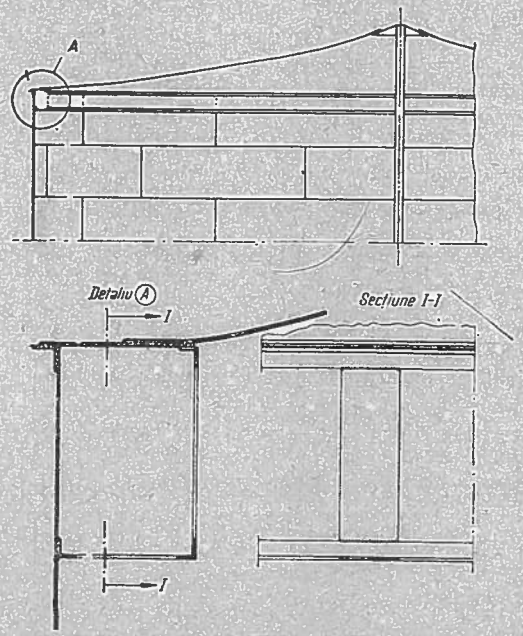


Fig. 228. Capac format dintr-o pînză suspendată.

Exemplul numeric 5-1. (v. fig. 207 și 208).

Se întocmește calculul unui rezervor pentru produse petroliere, cu o capacitate de 5 000 m³. Dimensiunile rezervorului se aleg după tipurile sovietice:

diametrul	$D = 2\,288$ cm;
înălțimea	$h = 1\,170$ cm.

Greutatea specifică a benzinei se ia $\gamma = 0{,}9$ t/m³ $= 0{,}0009$ kg/cm³. Construcția se execută sudată. Lățimea tablelor perelelui se alege de 1 400 mm, iar acoperirea prin suprapunere se consideră de 50 mm. Grosimea tablelor diferitelor virole, numerotate de jos în sus, rezultă din relația (5.77).

Pentru virola inferioară nr. 1 avem:

$$h - x = 1\,170 - 30 = 1\,140 \text{ cm};$$

$$t_1 = \frac{1{,}1 \times 0{,}0009 \times 1\,144}{0{,}8 \times 2\,000}\ 1\,140 = 0{,}000707 \times 1\,140 = 0{,}80 \text{ cm}.$$

Pentru virola nr. 2 avem:

$$h - x = 1\,140 - 140 - 5 = 995 \text{ cm};$$

$$t_2 = 0{,}000707 \times 995 = 0{,}70 \text{ cm}.$$

In mod asemănător se stabilesc grosimile celorlalte virole. Pe baza acestor caloule se aleg următoarele grosimi:

$$t_1 = 8 \text{ mm};\quad t_2 = 7 \text{ mm};\quad t_3 = 6 \text{ mm};\quad t_4 = 5 \text{ mm};\quad t_5 = t_6 = 4 \text{ mm}.$$

Pentru tablele fundului se ia o grosime de 5 mm, cu excepția inelului periferic a cărui grosime se ia de 8 mm și urmează să fie verificată la încovoiere.

Virola inferioară a peretelui trebuie să fie verificată în stadiul de încovoiere. Se calculează mai întîi coeficienții care apar în ecuațiile deplasărilor w și a rotirilor $\frac{dw}{dx}$ din ecuațiile (5.74) și (5.75).

Din relația (5.47) $\lambda=\frac{\sqrt[4]{3\,(1-0{,}3^2)}}{1\,144\times 0{,}8}=0{,}0421\ \text{cm}^{-1}$.

Din relația (5.22) $K=\frac{2\,100\,000\times 0{,}8^3}{12\,(1-0{,}3^2)}=98\,500\ \text{kcm}^2$;

$$p=\gamma\cdot h=0{,}0009\times 1\,170=1{,}053\ \text{kg/cm}^2.$$

Cu aceste valori ecuațiile (5.74) și (5.75) devin:

$$0{,}82000-0{,}06800\cdot R+0{,}00287\cdot M-0{,}00048\cdot R=0;$$

$$0{,}00070-0{,}00287\cdot R+0{,}00024\cdot M+0{,}0000085\ \sqrt{M^3}=0.$$

Rezolvind sistemul de ecuații se obține:

— forța marginală radială: $R=18{,}2$ kg/cm;
— momentul marginal: $M=150{,}0$ kg·cm/cm.

Solicitarea limită în tabla peretelui și a fundului rezultă din inegalitatea:

$$\frac{n\cdot M}{m\cdot W}=\frac{1{,}10\times 150{,}0}{0{,}8\,\frac{0{,}8^2}{6}}=1\,935<R_c=2\,000\ \text{kg/cm}^2.$$

Variația forței n_θ și a momentului m_x pe înălțimea rezervorului se stabilesc prin suprapunerea efectelor din stadiul de membrană, încărcarea marginală R și M.

$$n_\theta=n_{\theta_0}+n_{\theta R}+n_{\theta M};$$

$$m_x=m_{xR}+m_{xM}.$$

Introducînd relațiile (5.34), (5.62) și (5.70) pentru n_θ și relațiile (5.63) și (5.71) pentru m_x, se găsesc expresiile acestor mărimi statice, a căror variație este arătată în fig. 229.

$$n_\theta=\gamma\cdot r\,(h-x)-\frac{R}{2r\cdot\lambda^3}\,\frac{E\cdot t}{K}\,e^{-\lambda x}\cos\lambda x+\frac{M}{2r\lambda^2}\,\frac{E\cdot t}{K}\,e^{-\lambda x}(\cos\lambda x-\sin\lambda x)=$$

$$=1{,}029\,(1\,170-x)-1\,820\cdot e^{-\lambda x}\cdot\cos\lambda x+620\,e^{-\lambda x}(\cos\lambda x-\sin\lambda x)$$

$$m_x=-\frac{R}{\lambda}\,e^{-\lambda x}\sin\lambda x+M\cdot e^{-\lambda x}(\cos\lambda x+\sin\lambda x)=$$

$$=-432\,e^{-\lambda x}\sin\lambda x+150\cdot e^{-\lambda x}(\cos\lambda x+\sin\lambda x)$$

Lățimea „b" a inelului exterior al fundului care va fi executat de asemenea cu grosimea de 8 mm și pe care se repartizează momentul de încastrare, rezultă din formula (5.55).

$$b=2\sqrt{\frac{M}{p}}=2\sqrt{\frac{150}{1{,}053}}=24\ \text{cm}.$$

V. 2. 3. Montajul rezervoarelor cilindrice cu fundul plat

Pentru executarea montajului pot fi folosite mai multe metode:

1. Se montează mai întîi fundul rezervorului. Dacă construcția este nituită, fundul trebuie montat pe o schelă, la o înălțime de 0,8—0,9 m față de sol, pentru ca nituirea să se poată executa. În cazul construcțiilor sudate, tablele fundului se pot așeza direct pe fundație și apoi suda. Cu o macara-turn mobilă, instalată în exteriorul rezervorului, tablele peretelui se ridică una după alta, asamblarea executîndu-se de pe schele fixe sau mobile. Cu aceiași macara se ridică apoi fermele și tablele capacului.

Metoda are dezavantajul că necesită un volum mare de materiale și forță de muncă la executarea schelelor, că lucrările se execută la înălțime, iar regia șantierului este mult încărcată prin chiria, taxele de transport și cheltuielile de montare și demontare ale macaralei. Cînd rezervorul este executat cu stîlp central, acesta poate fi folosit pentru susținerea dispozitivului de ridicat (fig. 230). Dispozitivul este format dintr-o fermă ușoară, care se poate învîrti în jurul stîlpului și un scripete care se fixează de fermă.

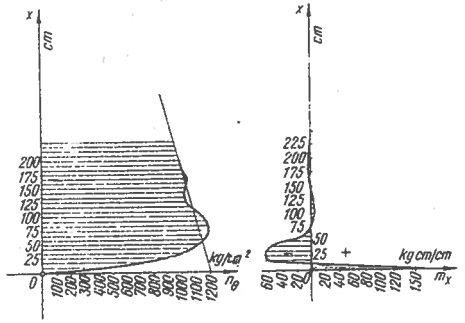


Fig. 229. Variația forței n_θ și a momentului m_x.

2. O a doua metodă prevede următoarea succesiune a operațiilor de montaj: după ce s-a montat și așezat pe fundație fundul rezervorului, se montează virola superioară de care se fixează fermele și pe acestea tablele acoperișului.

Acest subansamblu gata montat se ridică uniform atîta ca să poată fi montată virola imediat inferioară. Se ridică apoi din nou și se introduc în felul acesta toate viroleie care compun rezervorul.

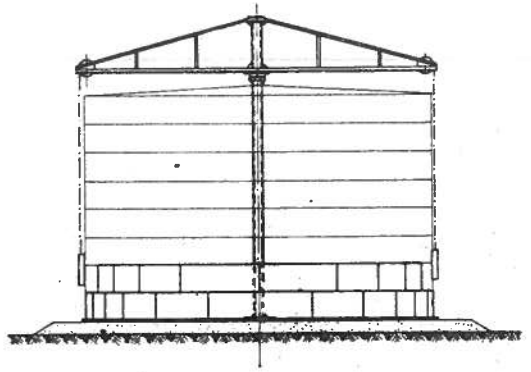


Fig. 230. Montarea rezervorului folosind stîlpul central.

Metoda, pe lîngă faptul că nu necesită schele și utilaj special și greu, are avantajul că toate asamblările se execută la mică înălțime, execuția ca și controlul putînd fi efectuat în perfecte condiții.

Ridicarea poate fi executată cu ajutorul unor vinciuri obișnuite în atelierele de reparat locomotive și depouri, așezate pe circumferință, sau cu ajutorul unor scripeți fixați pe o rozetă rezemată în vîrful unui stîlp, care trece prin montantul central tubular al fermelor. Cînd rezervorul este construit cu stîlp central acesta este folosit pentru rezemarea rozetei. În fig. 231 și 232 sînt arătate schematic fazele montajului executat după această metodă.

În fig. 232 înălțimea montantului de reazem al fermei este mai mare ca înălțimea virolei superioare, din care cauză este necesară manevra arătată în figură.

3. Aceste metode de montaj, descrise mai sus, au dezavantajul că toate cordoanele de sudură trebuie executate la şantier. Pentru a se evita sudura la şantier, s-a trecut la executarea şi montarea rezervoarelor rulate, metodă aplicată în Uniunea Sovietică pentru prima oară în 1929, după indicaţiile *Prof. V. P. Vologdin.* Peretele rezervorului se sudează complet în atelier, toate sudurile fiind executate în capete şi apoi mantaua se rulează sub forma unei spirale, al cărui diametru exterior nu trebuie să depăşească dimensiunea maximă admisă de posibilităţile de transport.

Aceeaşi operaţie poate fi executată şi asupra fundului care poate

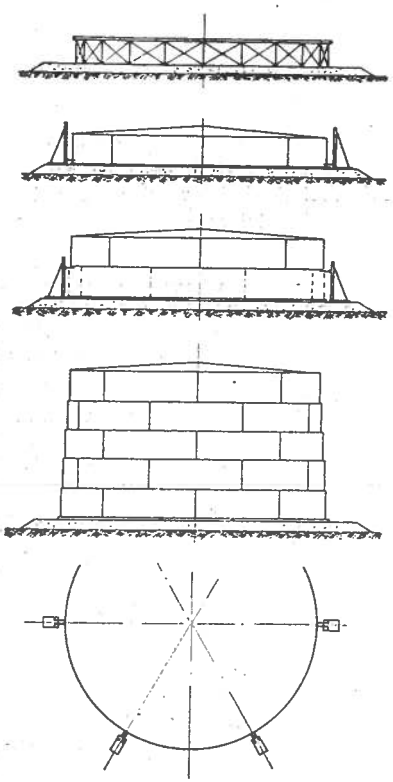


Fig. 231. Montarea rezervorului cu vinciuri.

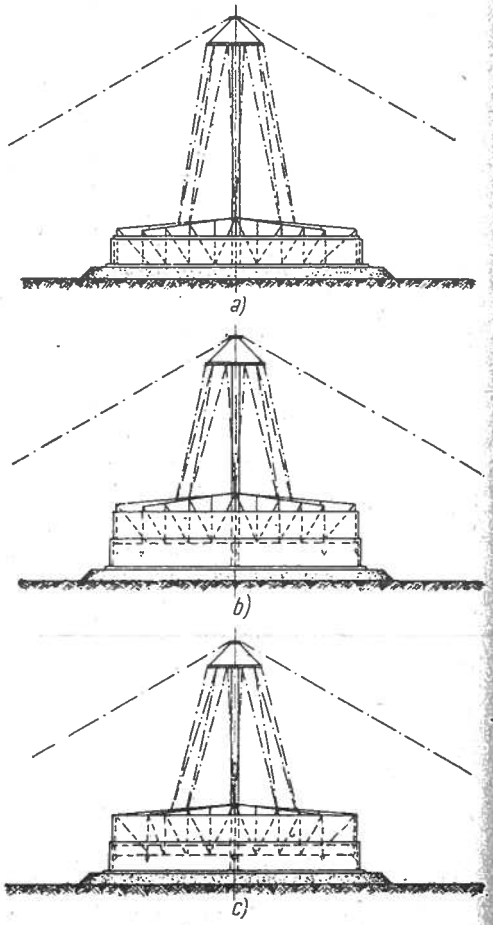


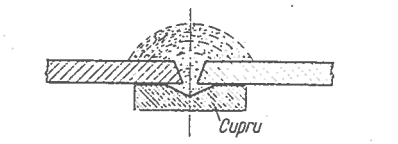
Fig. 232. Montarea rezervorului cu scripeţi fixaţi pe stîlpul central:

a — prinderea provizorie de ferme a virolei *1*; *b* — sudarea virolei *1* de virola *2*; *c* — sudarea definitivă a îmbinărilor de virolele *1* şi *2*.

să fie livrat la şantier într-o bucată sau din două jumătăţi. Înfăşurarea rulourilor poate să înceapă în timp ce sudarea tablelor avansează, sau numai după ce toate tablele au fost sudate. Prima alternativă are avantajul că nu necesită suprafeţe mari în atelier. Sudarea tablelor se execută sub fondant pe o tablă de cupru (fig. 233). Montarea şi sudarea se execută pe standuri magnetice,

ceea ce simplifică foarte mult montajul tablelor şi înlătură toate dispozitivele de fixare.

Înfăşurarea se execută cu un dispozitiv format din două roţi fixate pe suporţi foarte puternici şi care pot fi învîrtite simultan cu un troliu mecanic. De aceste roţi se fixează la o distanţă de circa 50 mm cîte un inel pe care se înfăşoară tabla. La început cele două inele sînt legate între ele printr-o grindă care înainte ca prima spiră de tablă să fie închisă se demontează. Pentru a înlătura deformaţii ale ruloului în timpul transportului, înainte de închiderea primei spire şi după demontarea grinzii de legătură, se introduc între cele două inele frontale inele intermediare. În fig. 234 este redată schema dispozitivului de rulare elaborat de Institutul de sudură *E. O. Paton* din Kiev. Desfacerea acestor rulouri la şantier se execută cu ajutorul tractoarelor. În fig. 235 este arătată desfacerea şi aşezarea fundului, executat dintr-o bucată sau din două jumătăţi.



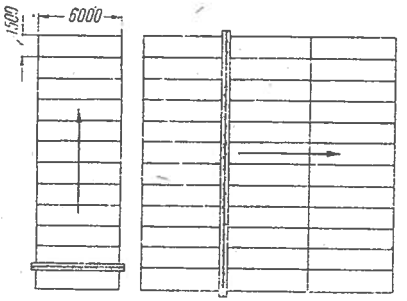


Fig. 233. Sudarea automată sub fondant a tablelor.

Ruloul, care reprezintă mantaua cilindrică a rezervorului, se desfăşoară după ce a fost ridicat vertical. În fig. 236 este arătată desfacerea şi aşezarea la şantier a peretelui vertical.

Marginea liberă a tablei trebuie să fie rigidizată provizoriu, pentru a se asigura stabilitatea peretelui în timpul montajului. Pe măsură ce ruloul se desfăşoară se execută prinderea peretelui de fund.

Prin înfăşurarea tablelor în atelier şi desfacerea lor la şantier, apar în material eforturi şi deformaţii remanente, a căror mărime însă, în cele mai multe cazuri, nu este importantă.

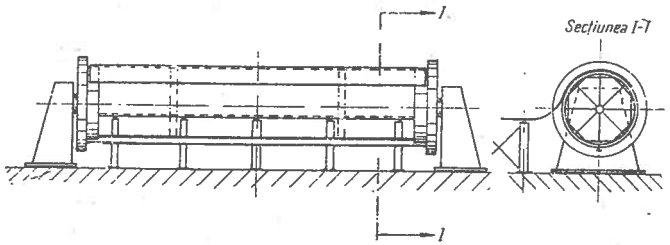


Fig. 234. Mecanismul de rulare a pereţilor cilindrici.

Efortul unitar maxim, care apare într-o tablă îndoită cu raza R, poate fi calculat din alungirea fibrei exterioare. Admiţînd fibra mediană nedeformată, rezultă:

$$\Delta l = 2\pi \frac{t}{2}; \qquad (5.85)$$

$$\varepsilon = \frac{\Delta l}{2\pi R} = \frac{t}{2R}, \qquad (5.86)$$

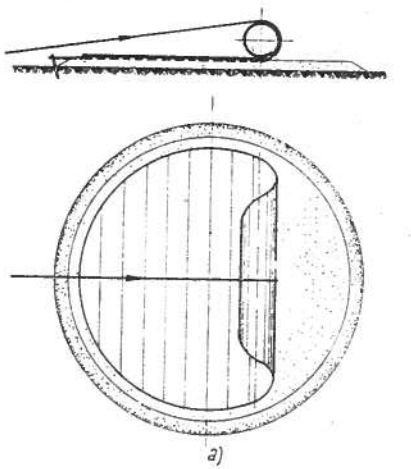


Fig. 235. Desfacerea şi aşezarea fundului:
a — fundul executat dintr-o bucată; *b* — fundul executat din două bucăţi.

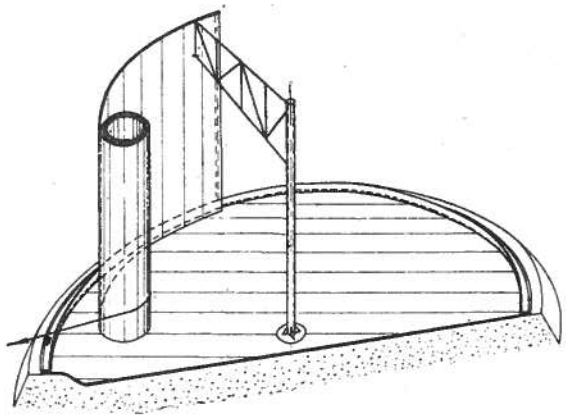


Fig. 236. Desfacerea şi aşezarea peretelui vertical.

iar:

$$\sigma = \frac{\varepsilon \cdot E}{1-\mu^2} = \frac{E \cdot t}{2R(1-\mu^2)}. \tag{5.87}$$

Din această formulă se poate stabili că, pentru grosimi mai mari de 2,5 mm, cînd îndoirea se face cu o rază de 1 500 mm, este atinsă limita de elasticitate a oţelului OL 38, $\sigma_e = 1\,900$ kg/cm².

Diagrama solicitărilor interioare este arătată în fig. 237.

In diagrama din fig. 237 *a* solicitările nu au depăşit în fibra extremă limita de elasticitate, pe cînd diagrama 237 *b* reprezintă cazul cînd limita de curgere a fost atinsă în fibrele aflate la distanţa h_1, măsurată faţă de mijlocul tablei. După desfacerea ruloului, diagrama solicitărilor interioare remanente este arătată în fig. 237, *c*. Această diagramă rezultă din condiţiile de echilibru care se pot scrie pentru eforturile unitare $\sum X = 0$ şi $\sum M = 0$.

Insemnînd raportul:

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{fic}} = k,$$

unde:

σ_c este limita de curgere a materialului, iar

σ_{fic} — o rezistenţă fictivă care ar apărea în fibra extremă în cazul unei comportări perfect elastice,

rezistenţa remanentă rezultă:

$$\sigma_{rem} = \frac{\sigma_c}{2}(1-k^2). \tag{5.88}$$

Pentru o tablă de 10 mm grosime, înfăşurată într-un rulou cu diametrul de 280 cm, rezultă:

$$\sigma_{fic} = \frac{tE}{2(1-\mu^2)R} = \frac{1 \times 2100\,000}{182 \times 140} = 8\,250 \text{ kg/cm}^2.$$

$$k = \frac{2\,400}{8\,250} = 0{,}291$$

$$\sigma_{rem} = \frac{2\,400}{2}(1-0{,}291^2) = 1\,100 \text{ kg/cm}^2.$$

Raza remanentă a tablei, înfăşurată cu raza R_{inf} şi apoi desfăşurată liber, se calculează din relaţia:

$$R_{rem} = \frac{2 \cdot R_{inf.}}{k^3 - 3k + 2}. \tag{5.89}$$

Pentru exemplul calculat rezultă:

$$R_{rem} = \frac{2 \times 140}{0{,}291^3 - 3 \times 0{,}291 + 2} = 243 \text{ cm}.$$

Se observă că aceste raze sînt diferite pe înălţimea ruloului, grosimile tablelor diferitelor virole fiind diferite şi că razele remanente în general sînt mai mici decît raza rezervorului. Pentru formarea corpului rezervorului este deci necesară o forţă de tracţiune care va trebui să fie atît de mare ca să deformeze peretele pînă ajunge la raza prescrisă şi în plus să învingă fre-

carea care apare între rulou și fund în momentul desfășurării. Alta este de obicei situația fundului rulat. Din cauza grosimilor reduse a tablelor fundului, raza remanentă este mare, din care motiv ruloul trebuie reținut pentru ca desfacerea să nu se facă brusc.

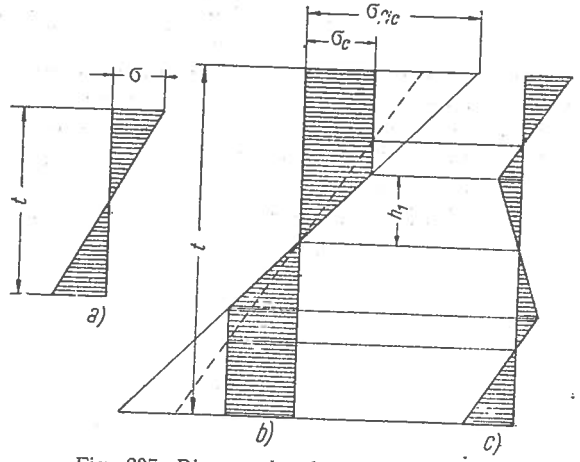


Fig. 237. Diagramele eforturilor interioare:
a și *b* — eforturi în tablele rulate; *c* — eforturi remanente, după desfacerea ruloului.

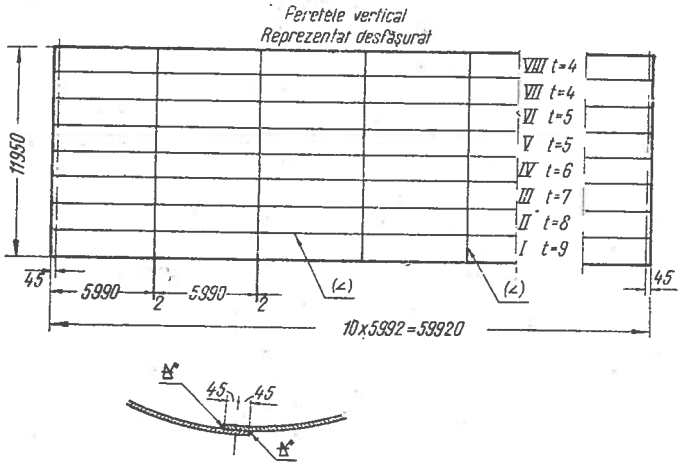


Fig. 238. Plasarea tablelor la rezervoarele rulate.

Rezervoarele rulate au o tehnologie de fabricație proprie. Toate tablele se îmbină prin cordoane în capete, îmbinările plasîndu-se pe aceeași orizontală și verticală și nu decalate (fig. 238).

Îmbinarea de închidere a peretelui care se execută la șantier se execută prin suprapunere. Acoperirea se proiectează pe o lățime de 90 mm. Peretele se prinde pe fund prin două cordoane continue sau printr-un cordon interior

și de o cornieră așezată în exterior, astfel ca aceasta să nu împiedice desfășurarea ruloului.

La rezervoare de capacitate redusă tablele pot fi așezate vertical. Prin această dispoziție lungimea cordoanelor de sudură se reduce simțitor (fig. 239).

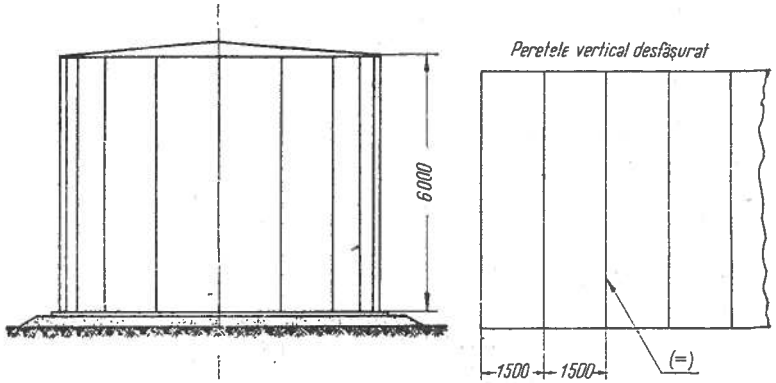


Fig. 239. Soluție privind așezarea tablelor la rezervoare de capacitate mică.

Această soluție este mai ales indicată cînd grosimea virolei inferioare nu depășește grosimea minimă de 4 mm.

În tabela 41 sînt date dimensiunile și greutățile rezervoarelor tipizate în U.R.S.S.

Tabela 41

Rezervoarele tipizate în U.R.S.S.

Marca	Capacitatea m³	Diametrul, mm	Înălțimea, mm	Numărul virole, buc.	Greutatea, kg	Greutatea pe metru cub kg/m³
RVS— 100	100	5 680	4 140	3	4 512	45,12
— 200	200	7 110	5 510	4	7 189	35,95
— 300	300	8 530	5 510	4	9 592	31,97
— 400	400	8 530	6 870	5	10 924	27,31
— 700	700	11 380	6 870	5	16 880	24,11
—1 000	1 000	11 380	9 700	7	20 616	20,62
—2 000	2 000	15 220	11 260	8	36 574	18,29
—3 200	3 200	19 100	11 260	8	52 727	16,47
—4 600	4 600	22 840	11 440	8	76 591	16,61

Prin STAS 2404-51 sînt normalizate rezervoarele pentru depozitarea țițeiului și a produselor petroliere lichide.

După verificarea calitativă a cordoanelor de sudură, verificare care de obicei se execută prin umplerea cu apă a rezervorului, se verifică dimensiunile rezervorului pentru care sînt admise următoarele toleranțe față de dimensiunile din proiect.

1. La diametru, măsurat la nivelul fundului și la nivelul superior, toleranța este de ±30 mm.

2. Înălțimea rezervorului este tolerată cu ±50 mm.
3. Săgeata locală a fiecărei virole este de maximum 10 mm.
4. Abaterea totală de la verticală a peretelui este de ±50 mm.

La proiectarea și amplasarea rezervoarelor trebuie avut în vedere normativul privind proiectarea și executarea construcțiilor, din punct de vedere al prevenirii incendiilor, editat de Comitetul de Stat pentru arhitectură și construcții al Consiliului de Miniștri.

V. 3. REZERVOARE CILINDRICE VERTICALE CU FUNDUL CURB

Rezervoarele cilindrice verticale cu fundul curb, ca și cele cu fundul plat, sînt formate din fund, mantaua cilindrică și capac. Atunci cînd tangenta la curba meridian, în punctul de prindere al fundului de peretele vertical, nu este verticală, este necesară introducerea unei grinzi inelare la acel nivel, care preia influența componentei orizontale a forței n_φ. Cînd rezervorul se montează la oarecare înălțime față de teren, (în cazul rezervoarelor pentru asigurarea presiunii în conductele de apă, înălțimile ating 40—50 m) este necesară o construcție metalică de susținere, formată din stîlpi și contravîntuiri verticale. Grinda inelară servește în acest caz și ca grindă de rezemare.

Capacul și peretele cilindric se dimensionează și se construiesc după indicațiile date în subcapitolul precedent. La dimensionarea virolei inferioare se ține seama de tulburarea stadiului de membrană.

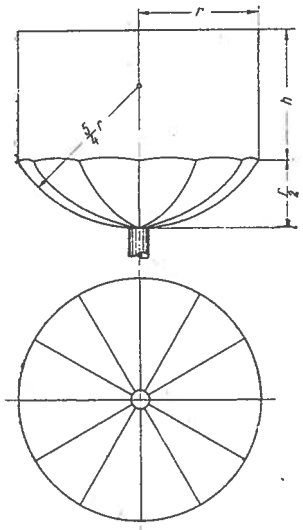


Fig. 240. Rezervor cu fundul executat din petale cilindrice.

Fundul este construit după o suprafață cu simplă sau cu dublă curbură. Suprafețele cu simplă curbură, fundurile conice, au avantajul unei execuții mai simple, îndoirea tablelor fiind realizată prin laminare la rece. Aceste funduri necesită însă un consum de material mai mare ca cele cu dublă curbură.

Fundurile cu dublă curbură au în schimb dezavantajul că îndoirea tablelor se poate face numai la cald și în matrițe speciale. Din acest punct de vedere, dintre fundurile cu dublă curbură, fundurile sferice sînt mai avantajoase, deoarece razele de curbură fiind aceleași, numărul garniturilor de matrițe necesare este mai redus. Înălțimea calotei se ia de obicei egală cu 1/6 din diametrul corpului cilindric.

Pentru reducerea solicitărilor din grinda inelară, fundul poate fi executat combinat dintr-un con și o calotă sferică (rezervor Intze). Grinda inelară avînd un diametru mai mic ca diametrul rezervorului și construcția de susținere va avea în plan dimensiuni mai reduse și astfel lungimea diagonalelor contravintuirilor verticale va fi mai mică.

Pentru eliminarea operației de presare la cald, fundul poate fi executat dintr-un număr mare de petale cilindrice (fig. 240), care se obțin prin laminare la rece.

În acest caz fundul nu mai este suprafață de revoluție. Diferitele petale fac parte din pînze cilindrice care se intersectează între ele, așa cum se vede în figură.

V. 3. 1. Rezervor cu fund conic

În fig. 241 este arătat un rezervor al cărui fund este un con. Înălțimea totală a rezervorului este notată cu H, iar înălțimea conului cu a.

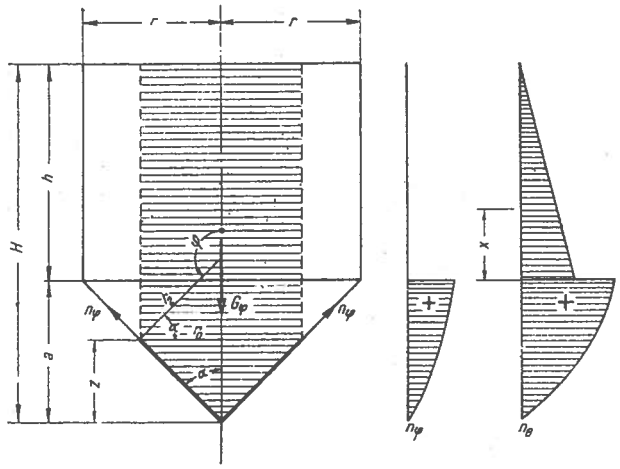


Fig. 241. Schemă de calcul a unui rezervor cu fundul conic. Diagramele forțelor n_φ și n_θ

Forța n_φ se calculează din relația (5.9). Cu notațiile din fig. 241 și avînd în vedere că:

$$\varphi=\alpha+\frac{\pi}{2} \quad \text{și} \quad r_0=z\cdot\operatorname{tg}\alpha$$

pentru un anumit nivel z se obține:

$$G_\varphi=\gamma\left[(H-z)\pi r_0^2+\frac{1}{3}\pi r_0^2\cdot z\right]=\frac{\gamma\pi r_0^2}{3}(3H-2z). \tag{5.90}$$

$$n_\varphi=-\frac{G_\varphi}{2\pi\cdot r_0\cdot\sin\varphi}=\frac{\gamma\cdot\pi\cdot r_0^2(3H-2z)}{6\pi\cdot r_0\cdot\cos\alpha}=\frac{\gamma(3H-2z)z\cdot\sin\alpha}{6\cdot\cos^2\alpha}. \tag{5.91}$$

Forța n_θ se calculează din relația (5.6), în care introducînd $r_1=\infty$, se obține:

$$n_\theta=-r_2\cdot Z, \tag{5.92}$$

unde $Z=-\gamma(H-z)$ și $r_2=z\,\frac{\sin\alpha}{\cos^2\alpha}$.

Deci:

$$n_\theta=+\gamma(H-z)\,z\,\frac{\sin\alpha}{\cos^2\alpha}. \tag{5.93}$$

Deformațiile în stadiul de membrană vor fi:
Deformația razei r_0:

$$\Delta r_0 = \varepsilon_\theta \cdot r_0 = \frac{r_0}{E \cdot t}(n_\theta - \mu \cdot n_\varphi) \tag{5.94}$$

unde am introdus ε_θ în funcție de n_θ și n_φ.

Înlocuind forțele n prin relațiile de mai sus avem:

$$\Delta r_0 = \frac{r_0}{E \cdot t}\left[\gamma (H - z) z \frac{\sin \alpha}{\cos^2 \alpha} - \frac{\mu \gamma (3H - 2z) z \cdot \sin \alpha}{6 \cos^2 \alpha}\right];$$

$$\Delta r_0 = \frac{\gamma \cdot z^2 \cdot \sin^2 \alpha}{E \cdot t \cdot \cos^3 \alpha}\left[H - z + \frac{\mu}{6}(3H - 2z)\right]. \tag{5.95}$$

Modificarea unghiului φ rezultă din relația (5.11), unde introducem deplasările v și w ca funcțiuni de forțele n_θ și n_φ.

$$\chi_0 = \frac{\operatorname{tg} \alpha}{E \cdot t}\left[(1 + \mu)(n_\varphi - n_\theta) - z \frac{d(n_\theta - \mu \cdot n_\varphi)}{dz}\right] \tag{5.96}$$

sau introducînd forțele n prin relațiile (5.91) și (5.93)

$$\chi_0 = \frac{\gamma \cdot z \cdot \sin^2 \alpha}{2E \cdot t \cdot \cos^3 \alpha}(8z - 3H). \tag{5.97}$$

Pentru punctul de susținere al fundului ($z = a$) avem

$$\Delta r_0 = \frac{\gamma \cdot a^2 \cdot \sin^2 \alpha}{E \cdot t \cdot \cos^3 \alpha}\left[H - a + \frac{\mu}{6}(3H - 2a)\right]; \tag{5.98}$$

$$\chi_0 = \frac{\gamma \cdot a \cdot \sin^2 \alpha}{2E \cdot t \cdot \cos^3 \alpha}(8a - 3H). \tag{5.99}$$

În fig. 241 este trasată variația celor două forțe n_φ și n_θ. Așa cum se vede din figură, în punctele de susținere ale fundului, în diagramele n_φ și n_θ apar discontinuități.

Deoarece aceste discontinuități în variația solicitărilor, care ar avea ca efect o discontinuitate și în variația deformațiilor, avînd în vedere continuitatea pînzei, nu sînt posibile, înseamnă că cel puțin în regiunile prinderii fundului vor apărea și alte solicitări, care suprapuse peste primele vor modifica diagramele realizînd continuitatea solicitărilor. Aceste solicitări suplimentare sînt provocate de momente și forțe tăietoare care fac ca stadiul de membrană să fie tulburat, pînza urmînd să fie calculată, în aceste regiuni, în stadiul de încovoiere.

Pentru simplificarea problemei se consideră starea de tensiune formată din:

a) starea de tensiune în stadiul de membrană, corespunzătoare încărcărilor exterioare;

b) starea de tensiune din acțiunea unor forțe și momente care acționează pe marginile pînzei și care nu sînt compatibile cu starea de membrană.

În urma acestei simplificări, o anumită solicitare în pînză se obține din suprapunerea mărimilor solicitării respective în cele două stări de tensiune. Influența forțelor și momentelor marginale se studiază separat.

Deoarece unghiul φ este constant, nu mai poate fi ales ca una din coordonatele punctelor de pe pînză. În afară de unghiul θ a doua coordonată, va fi considerată distanța y măsurată pe generatoare din vîrful conului (fig. 242).

Vom avea:

$$r_2 = y \cdot \operatorname{tg} \alpha = -y \cdot \operatorname{ctg} \varphi; \tag{5.100}$$

$$r_1 \cdot d\varphi = dy. \tag{5.101}$$

Cu aceste noi relații, ecuațiile 5. 11, 12, 15, 27, 28, 23, 24, 29 și 30 devin:

$$\chi = + \frac{dw}{r_1 d\varphi} = \frac{dw}{dy}, \tag{5.102}$$

$$\varepsilon_\varphi = \varepsilon_y = \frac{1}{r_1}\left(\frac{dv}{d\varphi} + w\right) = \frac{dv}{dy}; \tag{5.103}$$

$$\varepsilon_\theta = \frac{v \cdot \operatorname{ctg} \varphi + w}{r_2} = \frac{-v + w \cdot \operatorname{ctg} \alpha}{y}; \tag{5.104}$$

$$\eta_\varphi = \eta_y = \frac{d\chi}{dy}; \tag{5.105}$$

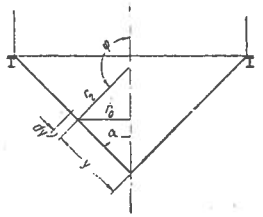


Fig. 242. Sistemul de coordonate.

$$\eta_\theta = \frac{1}{r_2}\chi \operatorname{ctg} \varphi = -\frac{\chi}{y}; \tag{5.106}$$

$$n_\theta = D\left(\frac{-v + w \cdot \operatorname{ctg} \alpha}{y} + \mu \frac{dv}{dy}\right); \tag{5.107}$$

$$n_y = D\left(\frac{dv}{dy} + \mu \frac{-v + w \cdot \operatorname{ctg} \alpha}{y}\right); \tag{5.108}$$

$$m_y = -K\left(\frac{d\chi}{dy} - \mu \frac{\chi}{y}\right); \tag{5.109}$$

$$m_\theta = -K\left(-\frac{\chi}{y} + \mu \frac{d\chi}{dy}\right). \tag{5.110}$$

Ecuațiile de echilibru static pentru cazul de încovoiere din încărcările marginale, se obțin din sistemul (5.10) unde se fac înlocuirile:

$$r_1 = \infty; \quad r_1 \cdot d\varphi = dy \text{ și } \frac{r_0}{\cos \varphi} = -y.$$

Vom avea:

$$X = Y = Z = 0;$$

$$\left.\begin{aligned} &n_\theta + \frac{d(n_y \cdot y)}{dy} = 0; \\ &n_\theta \cdot \operatorname{ctg} \alpha - \frac{d(q \cdot y)}{dy} = 0; \\ &-m_\theta - \frac{d(m_y \cdot y)}{dy} + q \cdot y = 0. \end{aligned}\right\} \tag{5.111}$$

Introducînd în ecuația a treia relațiile (5.109) și (5.110) se obține:

$$y \cdot \frac{d^2\chi}{dy^2} + \frac{d\chi}{dy} - \frac{\chi}{y} = -\frac{q \cdot y}{K}. \tag{5.112}$$

Din relația (5.104) avem:

$$\varepsilon_\theta \cdot y = -v. + w. \operatorname{ctg}. \alpha.$$

Derivînd în raport cu y se obține:

$$(y \cdot \varepsilon_\theta)' = -\varepsilon_y + \chi \cdot \operatorname{ctg} \alpha. \tag{5.113}$$

Introducînd în această ecuație, după legea Hooke, alungirile ca funcțiuni de solicitări:

$$\left.\begin{aligned} \varepsilon_\theta &= \frac{1}{E \cdot t}(n_\theta - \mu \cdot n_y); \\ \varepsilon_y &= \frac{1}{E \cdot t}(n_y - \mu \cdot n_\theta) \end{aligned}\right\} \tag{5.114}$$

și înlocuind pe n_y și n_θ prin relații care rezultă din primele două ecuații ale sistemului (5.111), se obține și a doua ecuație diferențială:

$$y^2 \frac{d^2q}{dy^2} + 3y \frac{dq}{dy} = E \cdot t \chi \cdot \operatorname{ctg}^2 \alpha, \tag{5.115}$$

care împreună cu ecuația diferențială (5.112) formează un sistem de două ecuații diferențiale pentru cele două necunoscute χ și q.

Pentru simplificare, funcțiunile χ și χ', q și q' pot fi neglijate față de χ'' și q'' și se obțin cele două ecuații diferențiale simultane sub forma simplificată:

$$\frac{d^2\chi}{dy^2} = -\frac{q}{K}; \tag{5.116}$$

$$y^2 \frac{d^2q}{dy^2} = E \cdot t \cdot \chi \cdot \operatorname{ctg}^2 \alpha. \tag{5.117}$$

Prin eliminarea necunoscutei q se obține:

$$\frac{d^4\chi}{dy^4} + \frac{E \cdot t \cdot \chi \cdot \operatorname{ctg}^2 \alpha}{K \cdot y^2} = 0. \tag{5.118}$$

Integrarea acestei ecuații diferențiale se face pe intervale în care considerăm constant termenul:

$$\frac{Et \operatorname{ctg}^2 \alpha}{K \cdot y^2} = \frac{4}{L^4}; \tag{5.119}$$

sau introducînd pentru K relația (5.22) avem:

$$\frac{1}{L^4} = \frac{3(1-\mu^2) \operatorname{ctg}^2 \alpha}{t^2 \cdot y^2}. \tag{5.120}$$

Pentru marginea superioară a pînzei, punctul 2 din fig. 243, vom avea:

$$\frac{1}{L_2^4} = \frac{3(1-\mu^2) \operatorname{ctg}^2 \alpha}{t^2 \cdot l^2}. \tag{5.121}$$

Față de marginea superioară, coordonata unui punct oarecare de pe pînză va fi:

$$s_2 = l - y; \qquad \text{de unde} \qquad ds_2 = -dy;$$

iar față de marginea inferioară:

$$s_1 = y - b,$$

de unde:

$$ds_1 = dy.$$

Față de marginea superioară, ecuația diferențială (5.118) devine:

$$\frac{d^4\chi}{ds_2^4} + \frac{4}{L_2^4}\chi = 0;$$

sau introducînd în general:

$$\frac{s}{L} = \eta$$

avem:

$$\frac{d^4\chi}{d\eta^4} + 4\chi = 0. \tag{5.122}$$

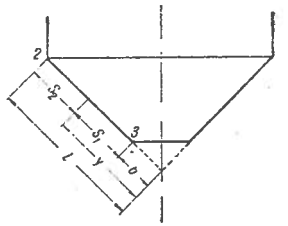


Fig. 243. Sistemul de coordonate.

Soluția acestei ecuații diferențiale conține patru constante, care se pot calcula din condițiile de margini.

Pentru o margine articulată avem:

$$\varepsilon_0 = 0 \quad \text{și} \quad \frac{d\chi}{dy} = 0.$$

Pentru o margine încastrată:

$$\varepsilon_\theta = 0 \quad \text{și} \quad \chi = 0.$$

Cînd pînza este un con complet, două din cele patru constante sînt nule, deoarece pentru $y=0$, din motive de simetrie rotirea χ și forța tăietoare q trebuie să fie nule.

Soluția ecuației diferențiale în acest caz este:

$$\chi = e^{-\eta_2}(A_1 \cos \eta + A_2 \sin \eta_{l2}) \tag{5.123}$$

sau

$$\chi = e^{-\eta_2} C_1 \cos(\eta_{l2} + \psi_2); \tag{5.124}$$

unde:

$$\eta_{l2} = \frac{s_2}{L_2}.$$

Constantele A_1 și A_2, respectiv C_1 și ψ_2, se calculează din condițiile de margine ale pînzei.

Cu ajutorul ecuației (5.121) sau (5.124) se pot calcula starea de tensiune și deformațiile pînzei din încărcările marginale.

În cazul unei încărcări simetrice față de axul de rotație, vor apărea numai forțele orizontale R, radiale și uniform repartizate pe cercul paralel și momente care acționează în planul meridian, de asemenea uniform repartizate. Aceste încărcări marginale se vor urmări separat.

1. Pentru o încărcare orizontală radială $R=1$ (fig. 244) avem:

$$\chi = -\frac{L_2^2}{2K} e^{-\eta_2} \cdot \cos \alpha (\sin \eta_{l2} + \cos \eta_{l2}); \tag{5.125}$$

$$\Delta r_0 = \frac{2y^2 \cdot \sin^2 \alpha}{L_2 \cdot E \cdot t} e^{-\eta_2} \cdot \cos \eta_{l2}; \tag{5.126}$$

$$m_y = L_2 e^{-\eta_2} \cos \alpha \cdot \sin \eta_{l2}; \tag{5.127}$$

$$q = e^{-\eta_2}\cos\alpha\,(\sin\eta_{l_2} - \cos\eta_{l_2}). \tag{5.128}$$

Deplasarea punctului 2 după direcţia forţei R va fi:

$$\Delta r_0^R = \Delta r_0\big|_{y=l,\,\eta_2=0} = \frac{2l^2}{L_2 \cdot E \cdot t}\sin^2\alpha; \tag{5.129}$$

iar rotirea tangentei la meridian în punctul 2 va fi:

$$\chi^R = \chi\big|_{y=l,\,\eta_2=0} = -\frac{L_2^2}{2K}\cos\alpha. \tag{5.130}$$

2. Dintr-o incărcare pe marginea $y=l$ cu momente $M=1$ (fig. 245), avem:

$$\chi = -\frac{L_2}{K}e^{-\eta_2}\cos\eta_{l_2}; \tag{5.131}$$

$$\Delta r_0 = -\frac{2y^2\cdot\sin^2\alpha}{L_2^2\cdot E\cdot t\cdot\cos\alpha}e^{-\eta_2}(\sin\eta_{l_2} - \cos\eta_{l_2}); \tag{5.132}$$

$$m_y = +e^{-\eta_2}(\sin\eta_{l_2} + \cos\eta_{l_2}); \tag{5.133}$$

$$q = +\frac{2}{L_2}e^{-\eta_2}\sin\eta_{l_2}. \tag{5.134}$$

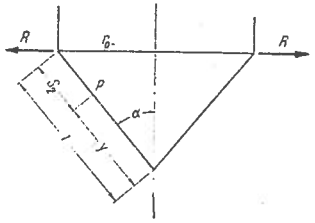


Fig. 244. Acţiunea forţelor radiale marginale R.

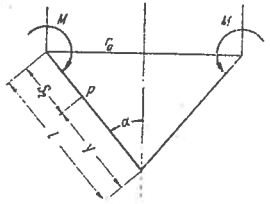


Fig. 245 Acţiunea momentelor marginale M.

Deplasarea punctului 2 din M după direcţia R se poate calcula din Δr_0, făcînd:

$$y = l \quad \text{şi} \quad \eta_2 = 0,$$

sau aplicînd legea reciprocităţii, (Maxwell), avem direct:

$$\Delta r_0^M = \chi^R = -\frac{L_2^2}{2K}\cos\alpha, \tag{5.135}$$

iar rotirea

$$\chi^M = \chi\big|_{y=l,\,\eta_2=0} = -\frac{L_2}{K}. \tag{5.136}$$

Cu aceste valori calculate se vor putea scrie condiţiile de continuitate, din care se va calcula mărimea forţelor R şi a momentelor M.

Se consideră cazul obişnuit, cînd în punctul de susţinere a fundului se află o grindă inelară, care serveşte şi la susţinerea rezervorului.

Vor trebuie calculate deformaţiile acestei grinzi inelare din forţele R, din momentele M şi din reacţiunile pînzelor prinse pe această grindă, ţinînd seama şi de eventualele acţiuni excentrice ale acestor încărcări (fig. 246).

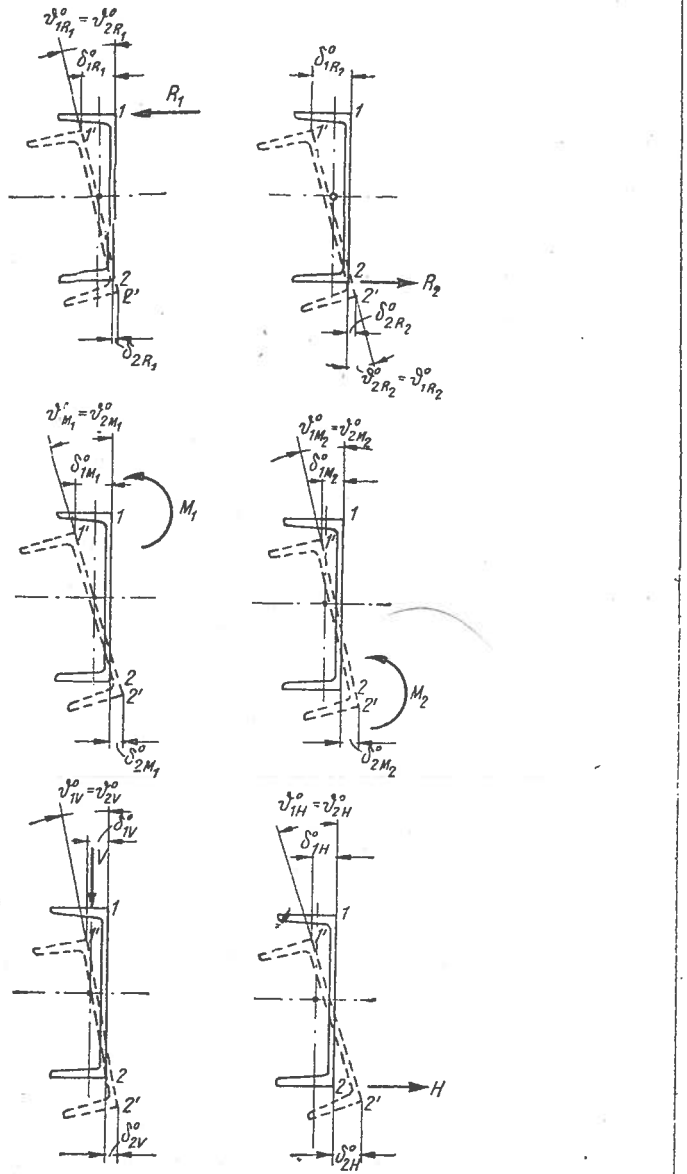


Fig. 246. Deformaţiile grinzii inelare.

Deplasările orizontale ale grinzii inelare se vor însemna cu δ^0, iar rotirile axei verticale cu ϑ^0. Prin indici vom fixa punctul pentru care este considerată deformația și cauza care o produce. De exemplu:

$\delta^0_{1R_1}$ reprezintă deplasarea punctului *1* din $R_1=1$;
ϑ^0_{2V} — rotirea în punctul *2* din forța verticală V.

Este de observat aici, că în special această deformație este foarte importantă și depinde și de sistemul de rezemare al grinzii inelare. De asemenea, această rotire are diferite valori pentru diferite secțiuni ale grinzii inelare, în funcție de variația momentelor de torsiune în lungul grinzii.

Principial, sistemul ecuațiilor de continuitate va fi:

a) pentru pînza cilindrică, menținînd notațiile întrebuințate în cazul rezervoarelor cilindrice cu fundul plat.

$$\left.\begin{aligned} w_0+w_{R_1}\cdot R_1+w_{M_1}\cdot M_1=\delta^0_{1R_1}\cdot R_1+\delta^0_{1R_2}\cdot R_2+\delta^0_{1M_1}\cdot M_1+\\ +\delta^0_{1M_2}\cdot M_2+\delta^0_{1H}+\delta^0_{1V};\\ \left(\frac{dw_0}{dx}\right)+\left(\frac{dw_R}{dx}\right)R_1+\left(\frac{dw_M}{dx}\right)M_1=\vartheta^0_{1R_1}\cdot R_1+\vartheta^0_{1R_2}\cdot R_2+\\ +\vartheta^0_{1M_1}\cdot M_1+\vartheta^0_{1M_2}\cdot M_2+\vartheta^0_{1H}+\vartheta^0_{1V};\end{aligned}\right\} \quad (5.137)$$

b) pentru pînză conică:

$$\left.\begin{aligned} \Delta r^0_0+\Delta r^R_0\cdot R_2+\Delta r^M_0\cdot M_2=\delta^0_{2R_1}\cdot R_1+\delta^0_{2R_2}\cdot R_2+\delta^0_{2M_1}\cdot M_1+\\ +\delta^0_{2M_2}\cdot M_2+\delta^0_{2H}+\delta^0_{2V};\\ \chi_0+\chi^R\cdot R_2+\chi^M\cdot M_2=\vartheta^0_{2R_1}\cdot R_1+\vartheta^0_{2R_2}\cdot R_2+\vartheta^0_{2M_1}\cdot M_1+\\ +\vartheta^0_{2M_2}\cdot M_2+\vartheta^0_{2H}+\vartheta^0_{2V}.\end{aligned}\right\} \quad (5.138)$$

Din rezolvarea acestor ecuații rezultă cele patru necunoscute R_1, R_2, M_1 și M_2.

Variația mărimilor n, q și m se obține suprapunînd peste stadiul de membrană influența încărcărilor de margine.

Vom avea de exemplu:

$$n_y=n_{y_0}+n^R_y+n^M_y;$$
$$m_y=\quad m^R_y+m^M_y.$$

V. 3. 2. Rezervor cu fund sferic

In fig. 247 este arătat un rezervor al cărui fund este o calotă sferică.

Pentru cazul stadiului de membrană avem:

$$X=Y=0 \qquad Z=-\gamma[H-a(1+\cos\varphi)]. \quad (5.139)$$

Introducînd $r_1=r_2=a$, din ecuația (5.8) se obține:

$$n_\varphi=-\frac{1}{a\cdot\sin^2\varphi}\left\{-\gamma a^2\int[H-a(1+\cos\varphi)]\cos\varphi\cdot\sin\varphi\cdot d\varphi+C\right\}=$$
$$=\frac{\gamma\cdot a}{\sin^2\varphi}\left[\frac{H}{2}\sin^2\varphi-\frac{a}{2}\sin^2\varphi+\frac{a}{3}\cos^3\varphi+C\right]. \quad (5.140)$$

Din condiția că pentru $\varphi=\pi$, n_φ trebuie să aibe o valoare finită, rezultă că expresia din paranteză trebuie să fie egală cu zero, de unde se deduce valoarea constantei C.

Avem:

$$-\frac{a}{3}+C=0,$$

de unde

$$C=+\frac{a}{3}$$

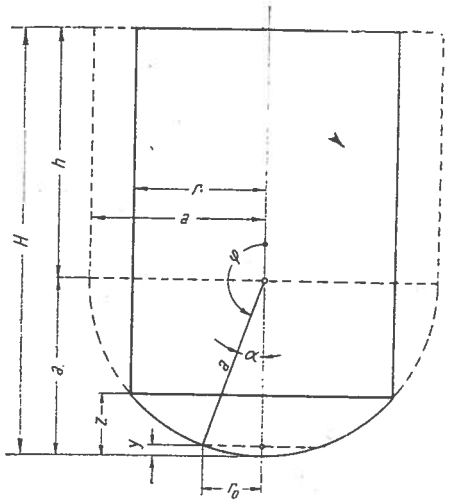


Fig. 247. Schemă de calcul a unui rezervor cu fund sferic.

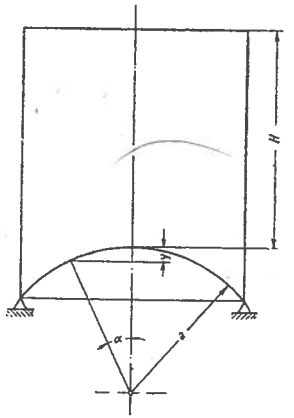


Fig. 248. Rezervor cu fund sferic convex

și deci:

$$n_\varphi=\frac{\gamma\cdot a^2}{6}\left(3\frac{H-a}{a}+2\frac{1+\cos^3\varphi}{\sin^2\varphi}\right). \quad (5.141)$$

Din relația (5.7) rezultă:

$$n_\theta=\frac{\gamma\cdot a^2}{6}\left(3\frac{H-a}{a}-6\cdot\cos\varphi-2\frac{1+\cos^3\varphi}{\sin^2\varphi}\right). \quad (5.142)$$

In peretele cilindric, ca și în cazul precedent, avem:

$$n_\varphi=0 \quad \text{și} \quad n_\theta=-r\cdot Z=+\gamma(h-x)r.$$

In formulele (5.141) și (5.142) introducînd:

$$\cos\varphi=-\cos\alpha=-\frac{a-y}{a} \quad \text{și} \quad \sin\varphi=\sin\alpha$$

se obține:

$$\left.\begin{aligned} n_\varphi=\frac{\gamma\cdot a}{2}\left(H-\frac{y}{3}\cdot\frac{3a-2y}{2a-y}\right);\\ n_\theta=\frac{\gamma\cdot a}{2}\left(H-\frac{y}{3}\cdot\frac{9a-4y}{2a-y}\right).\end{aligned}\right\} \quad (5.143)$$

Pentru funduri convexe (fig. 248) relațiile pentru n_φ și n_θ se obțin prin schimbarea semnelor în paranteză. Avem:

$$\left.\begin{aligned} n_\varphi=-\frac{\gamma\cdot a}{2}\left(H+\frac{y}{3}\cdot\frac{3a-2y}{2a-y}\right);\\ n_\theta=-\frac{\gamma\cdot a}{2}\left(H+\frac{y}{3}\cdot\frac{9a-4y}{2a-y}\right).\end{aligned}\right\} \quad (5.144)$$

Din aceste patru relații se pot observa următoarele:

a) la fundurile concave (fig. 247) n_φ este mai mare ca n_θ,

b) la fundurile convexe (fig. 248) n_θ este mai mare ca n_φ,

c) la fundurile concave forțele n_φ și n_θ cresc spre mijloc și ating în punctul inferior al fundului ($y=0$) o valoare egală:

$$n_{\varphi_0}=n_{\theta_0}=\frac{\gamma\cdot a\cdot H}{2}. \qquad (5.145)$$

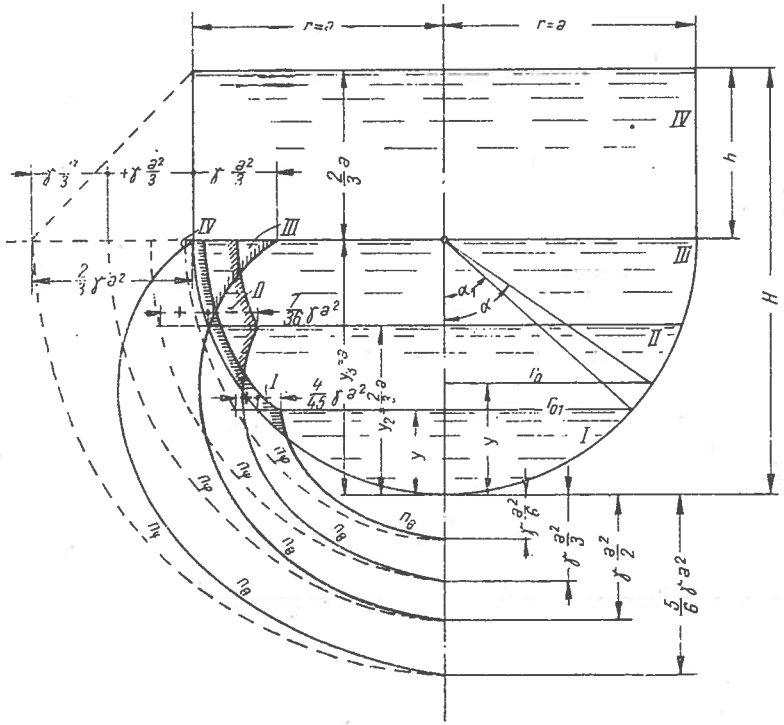


Fig. 249. Variația forțelor n_φ și n_θ la un rezervor cu fundul sferic.

d) la fundurile convexe, forțele n_φ și n_θ cresc spre margini și au pentru ($y=0$) o valoare minimă și egală:

$$n_{\varphi_0}=n_{\theta_0}=-\frac{\gamma\cdot a\cdot H}{2}.$$

În fig. 249 este arătată variația forțelor n_φ și n_θ la un rezervor cu fundul semisferic.

Pentru linia centrului ($y=a$) din formulele (5.143) rezultă:

$$n_\varphi=-\frac{\gamma\cdot a}{6}(3H-a);$$
$$n_\theta=-\frac{\gamma\cdot a}{6}(3H-5a). \qquad (5.146)$$

Din această ultimă relație se poate deduce cît de mare trebuie să fie înălțimea părții cilindrice, pentru ca n_θ să nu aibe valori negative, adică să nu fie un efort de compresiune.

Rezultă:

$$n_\theta=0=3H-5a,$$

de unde:

$$H=\frac{5}{3}a \quad \text{și} \quad h=H-a=\frac{2}{3}a.$$

Tot în fig. 249 este arătată variația celor două forțe n_φ și n_θ pentru diferite nivele de umplere ale rezervorului.

În cazul umplerii incomplete, deasupra nivelului de încărcare cele două forțe n_φ și n_θ sînt egale și de semne contrarii așa cum de altfel rezultă din ultima ecuație a sistemului (5.5)

$$\frac{n_\theta}{a}+\frac{n_\varphi}{a}=0; \qquad n_\varphi=-n_\theta.$$

Deformația razei cercului orizontal în stadiul de membrană, pentru o încărcare care prezintă simetrie față de axa de rotație se calculează din:

$$\Delta r_0=r_0\cdot\varepsilon_\theta=\frac{r_0}{Et}(n_\theta-\mu\cdot n_\varphi)=-\frac{r_0}{Et}[Z\cdot a+(1+\mu)n_\varphi]=$$
$$=\frac{\gamma\cdot a^3}{6Et}\sin\alpha\left[3(1-\mu)\frac{H-a}{a}+6\cos\alpha-2(1+\mu)\frac{1-\cos^3\alpha}{\sin^2\alpha}\right], \qquad (5.147)$$

iar rotirea χ rezultă din:

$$\chi=\frac{a}{Et}\cdot\frac{dZ}{d\alpha}=\frac{a^2}{Et}\cdot\sin\alpha. \qquad (5.148)$$

În relațiile (5.147) și (5.148) unghiul φ a fost înlocuit prin α.

Variația forțelor n_φ și n_θ la un rezervor cu fundul de forma unei calote sferice este arătată în fig. 250.

Ca și în cazul conului, în secțiunea de prindere a fundului, în diagrame apar discontinuități. Așadar calculul fundurilor de forma unor calote sferice, în regiunea prinderii va trebui întocmit în stadiul de încovoiere. Singura excepție o face fundul semisferic, care satisface condițiile arătate la pag. 230.

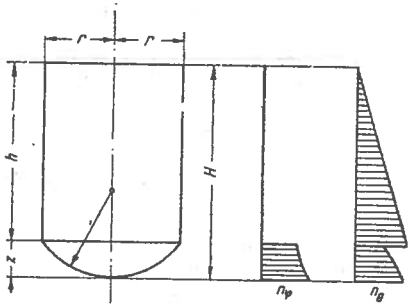


Fig. 250. Rezervor cu fund calotă sferică. Diagramele forțelor n_φ și n_θ.

Pentru încărcări care acționează pe marginea pînzei, admițînd simplificarea făcută la pag. 268 se obțin ecuațiile de echilibru din sistemul (5.10) în care se introduc:

$$r_1=r_2=a; \qquad r_0=a\cdot\sin\varphi;$$
$$X=Y=Z=0.$$

$$\left.\begin{aligned} -n_\theta \cdot \cos\varphi + \frac{d}{d\varphi}(n_\varphi \cdot \sin\varphi) - q \cdot \sin\varphi = 0; \\ n_\theta \cdot \sin\varphi + n_\varphi \cdot \sin\cdot\varphi + \frac{d}{d\varphi}(q \cdot \sin\varphi) = 0; \\ -m_\theta \cdot \cos\varphi + \frac{d}{d\varphi}(m_\varphi \sin\varphi) - q \cdot a \cdot \sin\varphi = 0. \end{aligned}\right\} \quad (5.149)$$

Relațiile (5.25) și (5.26) pentru cazul calotei sferice devin:

$$\left.\begin{aligned} m_\varphi = -\frac{K}{a}\left(\frac{d\chi}{d\varphi} + \mu \cdot \chi \cdot \operatorname{ctg} \cdot \varphi\right); \\ m_\theta = -\frac{K}{a}\left(\chi \cdot \operatorname{ctg}\varphi + \mu \frac{d\chi}{d\varphi}\right). \end{aligned}\right\} \quad (5.150)$$

Introducînd aceste relații în ultima ecuație a sistemului (5.149), se obține:

$$\frac{d^2\chi}{d\varphi^2} + \frac{d\chi}{d\varphi} \cdot \operatorname{ctg}\varphi - \chi(\mu + \operatorname{ctg}^2\varphi) + q\frac{a^2}{K} = 0. \quad (5.151)$$

Ecuația (5.11) pentru cazul calotei sferice va fi:

$$\chi = \frac{1}{a}\left(v - \frac{dw}{d\varphi}\right).$$

Din relațiile (5.12) și (5.15) rezultă:

$$(\varepsilon_\varphi - \varepsilon_\theta)\operatorname{ctg}\varphi = \frac{1}{a}\left(\frac{dv}{d\varphi} - v\operatorname{ctg}\varphi\right)\operatorname{ctg}\varphi$$

și

$$(\varepsilon_\varphi - \varepsilon_\theta)\operatorname{ctg}\varphi - \frac{d\varepsilon_\theta}{d\varphi} = \frac{1}{a}\left(v - \frac{dw}{d\varphi}\right) = \chi.$$

Introducînd ε_φ și ε_θ, în funcție de n_φ și n_θ și exprimînd mai departe pe n_φ și n_θ ca funcțiuni de q, așa cum rezultă din primele două ecuații ale sistemului (5.149), se obține a doua ecuație diferențială:

$$\frac{d^2q}{d\varphi^2} + \frac{dq}{d\varphi} \cdot \operatorname{ctg}\varphi + q(\mu - \operatorname{ctg}^2\varphi) = E \cdot t \cdot \chi, \quad (5.152)$$

care împreună cu ecuația diferențială (5.151) determină starea de tensiune pentru încărcarea marginală. Făcînd aceeași simplificare ca și în cazul fundurilor conice, adică neglijînd χ și χ' față de χ'' și q și q' față de q'', cu condiția ca ctg φ să nu fie prea mare, adică unghiul φ să nu fie aproape de π, cele două ecuații diferențiale simultane devin:

$$\frac{d^2\chi}{d\varphi^2} + q\frac{a^2}{K} = 0; \quad (5.153)$$

$$\frac{d^2q}{d\varphi^2} - E \cdot t \cdot \chi = 0. \quad (5.154)$$

Prin eliminarea unei necunoscute se obține o ecuație diferențială de ordinul 4, cu coeficienți constanți:

$$\left.\begin{aligned} \frac{d^4\chi}{d\varphi^4} + E \cdot t \cdot \frac{a^2}{K}\chi = 0; \\ \frac{d^4q}{d\varphi^4} + E \cdot t \cdot \frac{a^2}{K}q = 0. \end{aligned}\right\} \quad (1.155)$$

Însemnînd:

$$4k^4 = \frac{a^2}{K}E \cdot t,$$

sau introducînd pentru K relația (5.22), se obține:

$$k = \sqrt{\frac{2a}{t}}\sqrt[4]{\frac{3}{4}(1-\mu^2)};$$

iar ecuațiile diferențiale vor fi:

$$\frac{d^4\chi}{d\varphi^4} + 4k^4 \cdot \chi = 0 \quad (5.156)$$

și

$$\frac{d^4q}{d\varphi^4} + 4k^4 \cdot q = 0. \quad (1.157)$$

Deoarece funcțiunile χ și q scad foarte repede, pe măsură ce ne depărtăm de margine înlocuind conform fig. 251, $\omega = \varphi - \varphi_0$, soluțiile ecuațiilor diferențiale vor fi:

$$\chi = e^{-k\omega}(\bar{A}_1 \cos k\omega + \bar{A}_2 \sin k\omega) + e^{k\omega}(\bar{A}_3 \cos k\omega + \bar{A}_4 \sin k\omega); \quad (5.158)$$

$$q = e^{-k\omega}(A_1 \cos k\omega + A_2 \sin k\omega) + e^{k\omega}(A_3 \cos k\omega + A_4 \sin k\omega). \quad (5.159)$$

Constantele $\bar{A}_3$ și $\bar{A}_4$, respectiv A_3 și A_4 trebuie să fie nule, deoarece numai astfel χ și q scad cu creșterea unghiului ω și numai astfel pentru punctul inferior al rezervorului va fi îndeplinită condiția $\chi = q = 0$.

Pentru cazul nostru vom avea:

$$\chi = e^{-k\omega}(\bar{A}_1 \cos k\omega + \bar{A}_2 \sin k\omega) \quad (5.160)$$

și

$$q = e^{-k\omega}(A_1 \cos k\omega + A_2 \sin k\omega) \quad (5.161)$$

sau

$$q = C \cdot e^{-k\omega}\cos(k\omega + \psi). \quad (5.162)$$

Din ecuația (5.154) avem:

$$\chi = \frac{1}{E \cdot t}\frac{d^2q}{d\varphi^2} = \frac{2k^2}{E \cdot t}C \cdot e^{-k\omega}\sin(k\omega + \psi). \quad (5.163)$$

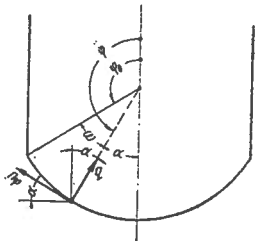


Fig. 251. Schemă de calcul.

Forțele n_φ și n_θ precum și momentele m_φ și m_θ se calculează după cum urmează:

Din suma componentelor față de verticală (v. fig. 251), se obține:

$$n_\varphi = -q \cdot \operatorname{ctg}\alpha = q \cdot \operatorname{ctg}\varphi, \quad (1.164)$$

de unde:

$$n_\varphi = -C \cdot e^{-k\omega}\operatorname{ctg}\alpha \cdot \cos(k\omega + \psi). \quad (1.165)$$

Introducînd această relație în ecuația a doua din sistemul (5.149), avem:

$$n_\theta = -\frac{dq}{d\varphi} = -C\cdot k\cdot\sqrt{2}e^{-k\omega}\sin\left(k\omega+\psi+\frac{\pi}{4}\right). \tag{5.166}$$

Momentele m_φ și m_θ se obțin din ecuațiile (5.148):

$$m_\varphi \cong -\frac{K}{a}\frac{d\chi}{d\varphi} = C\frac{K}{a\cdot E\cdot t}2k^3\sqrt{2}\,e^{-k\omega}\cos\left(k\omega+\psi+\frac{\pi}{4}\right). \tag{5.167}$$

$$m_\theta = \mu\cdot m_\varphi - \frac{K\cdot\operatorname{ctg}\alpha}{a}\chi =$$

$$= C\frac{2K\cdot k^2}{a\cdot E\cdot t}e^{-k\omega}\left[\mu\sqrt{2}k\cos\left(k\omega+\psi+\frac{\pi}{4}\right) - \sin(k\omega+\psi)\operatorname{ctg}\alpha\right]. \tag{5.168}$$

Deformația razei cercului paralel rezultă:

$$\Delta r_0 = r_0\cdot\varepsilon_\theta \cong -\frac{r_0}{E\cdot t}\frac{dq}{d\varphi} =$$

$$= -\frac{r_0\cdot k}{E\cdot t}\sqrt{2}C\cdot e^{-k\omega}\sin\left(k\omega+\psi+\frac{\pi}{4}\right). \tag{5.169}$$

Ca și în cazul fundurilor conice, ca încărcări marginale vom avea forțele radiale R și momentele în planul meridian, notate cu M.

1. **Încărcarea radială** $R=1$ (fig. 252).

Forța R o descompunem după tangenta și normala la meridian. Avem:

$$\begin{aligned}(n_\varphi) &= R\cdot\cos\alpha_0 = 1\cdot\cos\alpha_0;\\ (q) &= -R\cdot\sin\alpha_0 = -1\cdot\sin\alpha_0.\end{aligned} \tag{5.170}$$

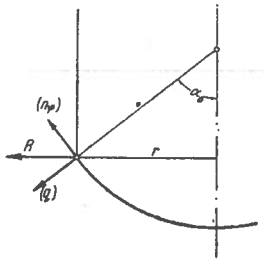


Fig. 252. Acțiunea forțelor radiale marginale R.

Pentru $\alpha=\alpha_0$ deci $\omega=0$, vom avea condiția $n_\varphi=0$. Din ecuația (5.167) rezultă în acest caz:

$$\psi = -\frac{\pi}{4}. \tag{5.171}$$

Cu această valoare pentru ψ și pentru $\omega=0$ se obține:

$$n_\varphi = -C\cdot\operatorname{ctg}\alpha_0\cdot\cos\frac{\pi}{4} = 1\cdot\cos\alpha_0,$$

de unde:

$$C = -\sqrt{2}\sin\alpha_0. \tag{5.172}$$

Introducînd valoarea constantei C, avem:

$$q^R = -\sqrt{2}\sin\alpha_0\cdot e^{-k\omega}\cdot\cos\left(k\omega+\frac{\pi}{4}\right); \tag{5.173}$$

$$n_\varphi^R = +\sqrt{2}\sin\alpha_0\cdot\operatorname{ctg}\alpha\cdot e^{-k\omega}\cos\left(k\omega+\frac{\pi}{4}\right); \tag{5.174}$$

$$n_\theta^R = +2k\cdot\sin\alpha_0\cdot e^{-k\omega}\sin(k\omega); \tag{5.175}$$

$$m_\varphi^R = \frac{k\cdot t}{\sqrt{3(1-\mu^2)}}e^{-k\omega}\sin\alpha_0\cdot\sin(k\omega); \tag{5.176}$$

$$m_\theta^R = \frac{t}{\sqrt{2}\sqrt{3(1-\mu^2)}}e^{-k\omega}\sin\alpha_0\cdot\operatorname{ctg}\alpha\cdot\sin\left(k\omega+\frac{\pi}{4}\right)+\mu\cdot m_\varphi^R; \tag{5.177}$$

$$\chi^R = -\frac{2\sqrt{2}k^2}{E\cdot t}e^{-k\omega}\sin\alpha_0\cdot\sin\left(k\omega+\frac{\pi}{4}\right); \tag{5.178}$$

$$\Delta r_0^R = \frac{2k\cdot a}{E\cdot t}e^{-k\omega}\sin^2\alpha_0; \tag{5.179}$$

Pentru margine se introduce $\omega=0$ și se obține:

$$\left.\begin{aligned}(\chi^R) &= -\frac{2k^2}{E\cdot t}\sin\alpha_0 = -\frac{2\sqrt{3(1-\mu^2)}}{E\cdot t^2}r_0;\\ \Delta r_0^R &= \frac{2k\cdot r_0}{E\cdot t}\sin\alpha_0.\end{aligned}\right\} \tag{5.180}$$

2. **Încărcarea radială cu** $M=1$ (fig. 253).

Pentru $\alpha=\alpha_0$, deci $\omega=0$, avem:

$$\begin{aligned}n_\varphi &= q = 0;\\ m_\varphi &= M = 1.\end{aligned}$$

Din relațiile (5.165) și (5.162) se obține:

$$n_\varphi = -C\cdot\operatorname{ctg}\alpha_0\cdot\cos\psi = 0;$$

$$q = C\cdot\cos\psi = 0.$$

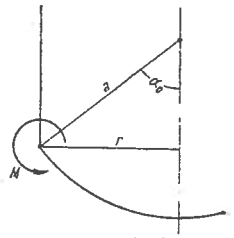


Fig. 253. Acțiunea momentelor marginale M.

Aceste condiții sînt îndeplinite pentru:

$$\psi = \frac{\pi}{2}. \tag{5.181}$$

Din relația (5.167) se obține valoarea constantei C. Rezultă:

$$C\frac{K}{a\cdot E\cdot t}2k^3\sqrt{2}\cos\left(\frac{3\pi}{4}\right) = M = 1,$$

de unde:

$$C = \frac{a\cdot E\cdot t}{2K\cdot k^3}, \tag{5.182}$$

iar mărimile statice care ne interesează vor fi:

$$q^M = +\frac{a\cdot E\cdot t}{2K\cdot k^3}e^{-k\omega}\sin(k\omega); \tag{5.183}$$

$$n_\varphi^M = -\frac{a\cdot E\cdot t}{2K\cdot k^3}e^{-k\omega}\sin(k\omega)\cdot\operatorname{ctg}\alpha; \tag{5.184}$$

$$n_\theta^M = +\frac{a\cdot E\cdot t}{2K\cdot k^2}e^{-k\omega}\cos\left(k\omega+\frac{\pi}{4}\right); \tag{5.185}$$

$$m_\varphi^M = +\sqrt{2}e^{-k\omega}\sin\left(k\omega+\frac{\pi}{4}\right); \tag{5.186}$$

$$m_\theta^M = \mu \cdot m_\varphi^M + \frac{1}{k} e^{-k\omega} \operatorname{ctg} \alpha \cdot \cos(k\omega); \tag{5.187}$$

$$\chi^M = -\frac{a}{K \cdot k} e^{-k\omega} \cos(k\omega); \tag{5.188}$$

$$\Delta r_0^M = \frac{a^2}{\sqrt{2}\, K \cdot k^2} \sin \alpha_0 \cdot \cos\left(k\omega + \frac{\pi}{4}\right). \tag{5.189}$$

Introducind $\omega = 0$, se obține:

$$(\chi^M) = -\frac{a}{K \cdot k}; \qquad (\Delta r_0^M) = \frac{2 r_0 \cdot \sqrt{3(1-\mu^2)}}{E \cdot t^2}. \tag{5.190}$$

Ca și la rezervoarele cu fundul conic, cu rotirile χ și deplasările Δr_0 calculate în stadiu de membrană și din încărcările marginale $R=1$ și $M=1$, se vor putea scrie condițiile de continuitate, din care vor rezulta mărimile forțelor radiale R și a momentelor M. Cu aceste mărimi cunoscute, admițind ca valabil principiul suprapunerii efectelor, se poate calcula în diferite puncte ale pînzei mărimea solicitărilor.

V. 3.3. Rezervor cu fund combinat cono-sferic

Forma fundului combinat dintr-o calotă sferică și un con (fig. 254), se alege astfel, ca rezultanta forțelor n_φ în punctul de rezemare pe grinda inelară să fie verticală.

Rezultă deci condiția:

$$n_{\varphi_1} \cdot \sin \alpha_1 = n_{\varphi_2} \cdot \sin \alpha_2. \tag{5.191}$$

Folosind relația (5.9), forțele n_φ în cele două porțiuni ale fundului pot fi exprimate în funcție de greutatea lichidului G_φ care acționează pe porțiunea de fund respectivă.

În regiunea fundului sferic avem:

$$G_{\varphi_2} = \gamma \cdot \pi \cdot r_0^2 (H - z_2 + y_2) - \frac{\gamma \cdot \pi \cdot y_2}{3}(3a - y_2). \tag{5.192}$$

Introducînd:

$$r_0 = a \cdot \sin \varphi;$$

$$z_2 = a(1 - \cos \varphi_0) \quad \text{și} \quad y_2 = a(1 - \cos \varphi),$$

se obține:

$$G_{\varphi_2} = \frac{\gamma \cdot \pi \cdot a^3}{3}\left[\left(\frac{H}{a} + \cos \varphi_0 - \cos \varphi\right) 3 \sin^2 \varphi - (1 - \cos \varphi)^2 (2 + \cos \varphi)\right]. \tag{5.193}$$

Pentru punctul de rezemare avem: $\varphi = \varphi_0$ și introducînd:

$$\sin \varphi_0 = \frac{b}{a} \quad \text{și} \quad \cos \varphi_0 = \frac{a - z_2}{a},$$

rezultă:

$$(G_{\varphi_2})_{\varphi = \varphi_0} = \frac{\gamma \cdot \pi}{3}(3H \cdot b^2 - 3a \cdot z_2^2 + z_2^3) \tag{5.194}$$

și

$$n_{\varphi_2} = \frac{G_{\varphi_2}}{2b \cdot \pi \cdot \cos \alpha_2} = \frac{\gamma}{6b \cdot \cos \alpha_2}(3H \cdot b^2 - 3a \cdot z_2^2 + z_2^3). \tag{5.195}$$

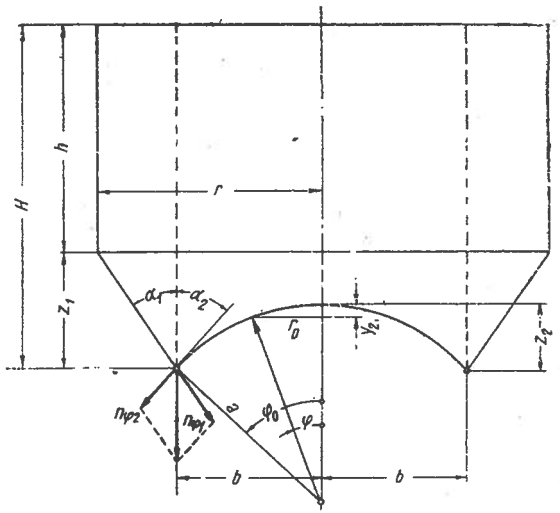


Fig. 254. Rezervor cu fund combinat cono-sferic.

În regiunea fundului conic avem:

$$G_{\varphi_1} = \gamma \cdot \pi (H - z)[r - (b + r_0)^2] + \gamma \frac{(z_1 - y)(r - b - r_0)}{2} \cdot 2\pi \left(b + r_0 + \frac{r - b - r_0}{3}\right).$$

Introducînd:

$$r_0 = y \cdot \operatorname{tg} \alpha_1 \quad \text{și} \quad r = b - z_1 \cdot \operatorname{tg} \alpha_1$$

se obține:

$$G_{\varphi_1} = \gamma \cdot \pi (H - z_1)(z_1 - y_1) \operatorname{tg} \alpha_1 [2b + (z_1 + y_1) \operatorname{tg} \alpha_1] + \\ + \frac{\gamma \cdot \pi}{3}(z_1 - y_1)^2 \operatorname{tg} \alpha_1 [3b + (z_1 + 2y_1) \operatorname{tg} \alpha_1] \tag{5.197}$$

sau

$$G_{\varphi_1} = \frac{\gamma \cdot \pi}{3}(z_1 - y_1) \operatorname{tg} \alpha_1 \{3(H - z_1)[2b + (z_1 + y_1) \operatorname{tg} \alpha_1] + \\ + (z_1 - y_1)[3b + (z_1 + 2y_1) \operatorname{tg} \alpha_1]\}. \tag{5.198}$$

Pentru punctul de rezemare avem $y_1 = 0$, de unde:

$$G_{\varphi_1} = \frac{\gamma \cdot \pi}{3} z_1 \cdot \operatorname{tg} \alpha_1 [3(H - z_1)(2b + z_1 \cdot \operatorname{tg} \alpha_1) + z_1 (3b + z_1 \cdot \operatorname{tg} \alpha_1)].$$

Înlocuind mai departe:

$$\operatorname{tg} \alpha_1 = \frac{r - b}{z_1},$$

rezultă:

$$G_{\varphi_1} = \frac{\gamma \cdot \pi}{3}(r-b)\,[3H(r+b) - z(2r+b)] \tag{5.199}$$

şi

$$n_{\varphi_1} = \frac{G_{\varphi_1}}{2\pi \cdot b \cdot \cos\alpha_1} = \frac{\gamma(r-b)}{6\cos\alpha_1}\,[3H(r+b) - z(2r+b)]. \tag{5.200}$$

Valorile obţinute pentru n_{φ_1} şi n_{φ_2} se introduc în (5.191) şi se obţine astfel relaţia dintre unghiurile α_1 şi α_2 care satisface condiţia iniţială.

Forţele n_θ pot fi calculate cu formula (5.7) şi sînt maxime în punctul de rezemare al fundului.

Pentru fundul sferic:

$$r_1 = r_2 = a \quad \text{şi} \quad Z = -\gamma \cdot H;$$

$$n_{\theta_2} = -Z \cdot a - n_{\varphi_2} = \gamma \cdot H \cdot a - n_{\varphi_2}. \tag{5.201}$$

Pentru fundul conic:

$$r_1 = \infty \quad \text{şi} \quad r_2 = \frac{b}{\cos\alpha_1};$$

$$n_{\theta_1} = -Z \cdot r_2 = +\gamma \cdot h\,\frac{b}{\cos\alpha_1}. \tag{5.202}$$

Pentru ca stadiul de membrană să nu fie tulburat la prinderea dintre con şi cilindrul vertical, conul se poate racorda printr-o suprafaţă curbă, de exemplu printr-o calotă sferică.

Inclinaţia tangentei se ia de obicei de 45° (v. fig. 255), iar diametrul grinzii inelare se ia în jurul valorii $\frac{D}{\sqrt{2}}$.

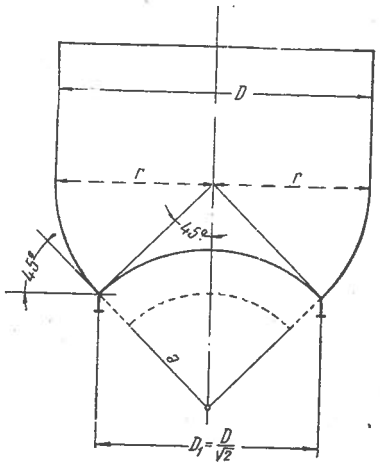


Fig. 255. Rezervor cu fund cono-sferic cu racordare sferică.

Menţinînd aceeaşi inclinaţie, diametrul grinzii inelare poate fi şi mai mult redus, aşa cum este indicat punctat în fig. 255.

V. 3.4. Dimensionarea fundului

Determinarea grosimii necesare a tablelor fundului se face în punctul pînzei cu solicitarea maximă.

De exemplu, pentru fundul conic, solicitarea maximă, aşa cum rezultă din relaţiile (5.91) şi (5.93) va fi după tangenta la paralel, adică n_θ şi pentru $z = a$, adică pentru punctul de prindere al fundului. Vom avea:

$$n_\theta = \gamma(H-a)\,a\,\frac{\sin\alpha}{\cos^2\alpha}.$$

Pentru fundul sferic concav, aşa cum s-a arătat, solicitările după cele două direcţii φ şi θ ating valorile maxime în punctul inferior al rezervorului

$$n_\varphi = n_\theta = \frac{\gamma \cdot a \cdot H}{2}.$$

Dacă punctul respectiv se află în regiunea pînzei unde stadiul de membrană este tulburat, la determinarea grosimii tablelor se va ţine seama şi de apariţia momentelor de încovoiere.

Dimensionarea după starea limită se face prin verificarea inegalităţilor:

$$n \cdot n_\varphi \leq m \cdot R_c \cdot t; \tag{5.203}$$

$$n \cdot n_\theta \leq m \cdot R_c \cdot t; \tag{5.204}$$

dacă avem numai forţe axiale, sau:

$$n \cdot m_{\varphi\,red} \leq m \cdot R_c \cdot W; \tag{5.205}$$

$$n \cdot m_{\theta\,red} \leq m \cdot R_c \cdot W; \tag{5.206}$$

cînd apar şi momente de încovoiere.

La aceste verificări după starea limită, se ia $n = 1{,}10$ şi $m = 0{,}8$.

R_c reprezintă rezistenţa de calcul şi t grosimea tablei, în cm. În cazul apariţiei momentelor de încovoiere, de influenţa forţelor axiale se ţine seama calculînd momentele $m_{\varphi red}$ şi $m_{\theta red}$ faţă de extremităţile sîmburelui central.

În cazul dimensionării după metoda rezistenţelor admisibile se folosesc formulele:

$$\sigma_{ef} = \frac{n_\varphi}{t} \leq \sigma_a; \tag{5.207}$$

$$\sigma_{ef} = \frac{n_\theta}{t} \leq \sigma_a \tag{5.208}$$

cînd apar numai forţe axiale şi formulele de mai jos cînd avem şi momente de încovoiere

$$\sigma_{ef} = \frac{n_\varphi}{t} + \frac{m_\varphi}{W} \leq \sigma_a;$$

$$\sigma_{ef} = \frac{n_\theta}{t} + \frac{m_\theta}{W} \leq \sigma_a. \tag{5.209}$$

Stabilitatea pînzei se verifică cu formula stabilită de Timoshenko:

$$\sigma_{cr} = \frac{E \cdot t}{r\sqrt{3(1-\mu^2)}}. \tag{5.211}$$

Cercetări experimentale au arătat însă că din cauza unei imperfecţiuni inevitabile în execuţie, în special abateri de la forma geometrică corectă, apar voalări locale la o solicitare care reprezintă numai 0,3—0,6 din cea critică calculată cu formula (5.211). Practic va trebui considerată deci ca rezistenţă critică:

$$\sigma_{cr} = \frac{0{,}3\,E \cdot t}{r\sqrt{3(1-\mu^2)}}. \tag{5.212}$$

Această rezistenţă critică înlocuieşte rezistenţa de calcul R_c în inegalităţile (5.203—5.206), atunci cînd forţa axială n este o forţă de compresiune. În acest caz coeficientul condiţiilor de lucru m se ia egal cu unitatea.

În cazul folosirii metodei rezistenţelor admisibile, se determină un coeficient de siguranţă la voalare locală $c = \frac{\sigma_{cr}}{\sigma_{ef}}$ care trebuie să fie mai mare ca 1,2.

V. 3. 5. Grinda inelară

La nivelul prinderii fundului de peretele vertical al rezervorului este necesară o grindă inelară care serveşte în acelaşi timp şi la rezemarea rezervorului, atunci cînd acesta este montat la înălţime. De asemenea, la acest nivel se montează de obicei o platformă de serviciu.

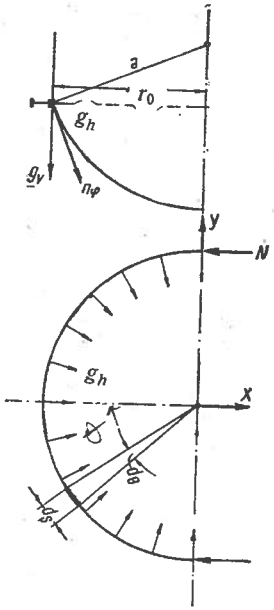


Fig. 256. Grinda inelară. Schemă de calcul pentru încărcări orizontale.

Grinda inelară preia reacţiunile peretelui vertical şi ale fundului. Aceste reacţiuni pot fi descompuse în componente orizontale şi verticale.

Componenta orizontală dă naştere la o forţă axială N de compresiune sau de întindere după cum sensul componentei este spre interiorul sau exteriorul rezervorului. Mărimea acestei forţe axiale rezultă din condiţia $\sum X=0$. Cu notaţiile din fig. 256 avem:

Pe unitatea de lungime a circumferinţei va acţiona forţa orizontală:

$$g_h \cdot ds = g_h \cdot r_0 \cdot d\theta.$$

Componenta după direcţia x a acestei forţe va fi:

$$g_h \cdot r_0 \cdot \cos\theta \cdot d\theta.$$

Din $\sum X=0$ rezultă:

$$2\int_0^{\frac{\pi}{2}} g_h \cdot r \cdot \cos\theta \cdot d\theta = 2N_h,$$

de unde:

$$N_h = g_h \cdot r. \qquad (5.213)$$

Dacă componenta orizontală g_h nu va acţiona la nivelul centrului de torsiune al grinzii inelare, în afară de efortul axial N va apărea şi un moment de torsiune constant şi egal cu:

$$M_{th} = g_h \cdot e_h, \qquad (5.214)$$

e_h fiind distanţa măsurată pe verticală între centrul de greutate şi nivelul de acţiune al forţei orizontale g_h.

Componenta verticală a reacţiunilor, în funcţie de poziţia faţă de centrul de greutate şi de sistemul de rezemare al grinzii inelare, va da naştere la momente de încovoiere şi la momente de torsiune.

Din cauza excentricităţii, momentul de torsiune este constant şi egal cu:

$$M_{tv} = g_v \cdot e_v, \qquad (5.215)$$

unde e_v este distanţa măsurată pe orizontală între centrul de greutate şi forţa g_v.

În funcţie de numărul şi poziţia punctelor de sprijin, grinda inelară se calculează ca o grindă circulară continuă, avînd o încărcare verticală g_v uniform repartizată.

Pentru o aşezare simetrică a punctelor de reazem şi cu notaţiile din fig. 257 într-o secţiune oarecare avem:

Momentul de încovoiere:

$$M_i = r^2 \cdot g_v \left(\frac{\pi \cdot \cos\alpha}{n \cdot \sin\alpha_0} - 1 \right). \qquad (5.216)$$

Momentul de torsiune:

$$M_t = -r^2 \cdot g_v \left(\frac{\pi \cdot \sin\alpha}{n \cdot \sin\alpha_0} - \alpha \right). \qquad (5.217)$$

Forţa tăietoare:

$$Q = -r \cdot g_v \cdot \alpha. \qquad (5.218)$$

Reacţiunea verticală:

$$V = \frac{2\pi}{n} r \cdot g_v, \qquad (5.219)$$

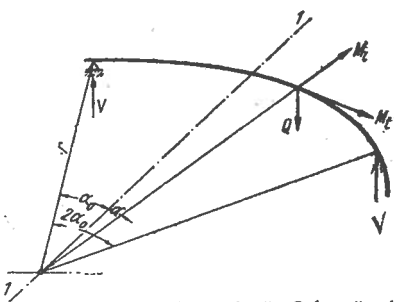


Fig. 257. Grinda inelară. Schemă de calcul pentru încărcări verticale.

n fiind numărul deschiderilor, adică:

$$n = \frac{2\pi}{2\alpha_0} = \frac{\pi}{\alpha_0}.$$

Pentru secţiunea de reazem ($\alpha=\alpha_0$) şi cea de mijloc ($\alpha=0$), aşa cum rezultă din formula (5.217) momentul de torsiune este egal cu zero, deci acolo unde momentul de încovoiere este maxim, cel de torsiune este nul.

Formulele de dimensionare după stările limită sînt:

$$n \cdot M_{red} \leq m \cdot R_c \cdot W \qquad (5.220)$$

sau:

$$\sigma_{red} = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq m \cdot R_c, \qquad (5.221)$$

unde:

$$\sigma = \frac{n \cdot N}{A} \quad \text{şi} \quad \tau = \frac{n \cdot M_t}{W_d}.$$

În aceste formule n este coeficientul de supraîncărcare. Dacă dimensionarea se face după metoda rezistenţelor admisibile, avem:

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M_y}{W} \leq \sigma_a \qquad (5.222)$$

sau

$$\sigma_{red} = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq \sigma_a. \qquad (5.223)$$

La calculul secţiunii şi modulelor de rezistenţă se poate considera că din secţiunea grinzii inelare face parte şi o porţiune din tabla cilindrului şi a fundului rezervorului. Lăţimea acestor fâşii se ia egală cu $15 \cdot t$.

Stabilitatea inelului la flambaj se verifică cu formula:

$$N_h = \frac{3E \cdot J}{c \cdot r^3} \qquad (5.224)$$

unde J reprezintă momentul de inerţie al secţiunii grinzii inelare faţă de axa care trece prin centrul de greutate al secţiunii şi este perpendiculară pe pla-

nul inelului, iar pentru coeficientul de siguranță c se ia o valoare minimă de 1,5.

În fig. 258 sînt arătate diferite soluții privind secțiunea grinzilor inelare.

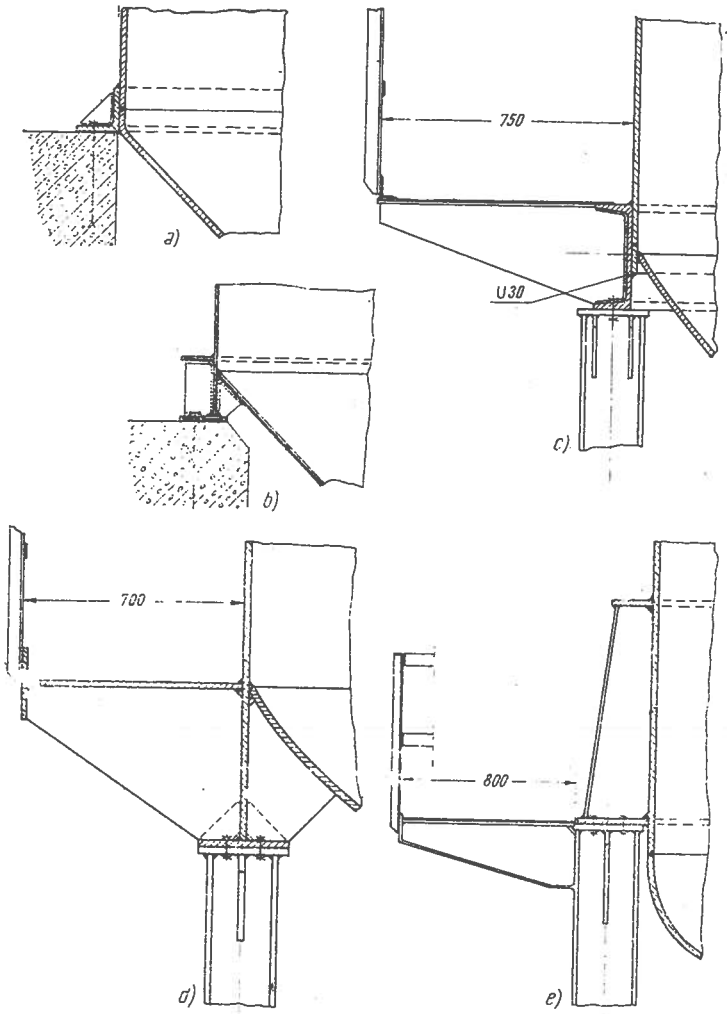


Fig. 258. Secțiuni de grinzi inelare:
a — grindă inelară formată dintr-o cornieră sudată; *b* — grindă inelară formată dintr-o inimă verticală și două platbande orizontale; *c* — grindă inelară formată dintr-o traversă U; *d* și *e* — soluții pentru rezervoare de capacitate mare.

Soluția „*a*" reprezintă cazul unui rezervor de capacitate mică, rezemat pe o construcție de zidărie. Grinda inelară este formată dintr-o cornieră sudată pe mantaua rezervorului.

La soluția „*b*" grinda inelară este formată dintr-o inimă verticală și două platbande orizontale. Inima verticală este chiar mantaua cilindrică a

rezervorului prelungită sub nivelul de prindere al fundului. Printr-o alegere potrivită a înălțimii inimei și a platbandelor se poate reduce sau chiar anula momentul de torsiune în grinda inelară.

Soluția „*c*" reprezintă soluția „*a*" întărită, corniera fiind înlocuită printr-o traversă U. La nivelul acestei grinzi este prevăzută o platformă circulară necesară lucrărilor de întreținere. Platforma este susținută prin console sudate de grinda inelară.

Soluțiile „*d*" și „*e*" reprezintă principial soluția „*b*" adaptată la rezervoare de capacitate mai mare și rezemate pe stîlpi.

În fig. 259 este arătată secțiunea grinzii inelare la un rezervor cu fundul curb, așezat direct pe un pat de nisip.

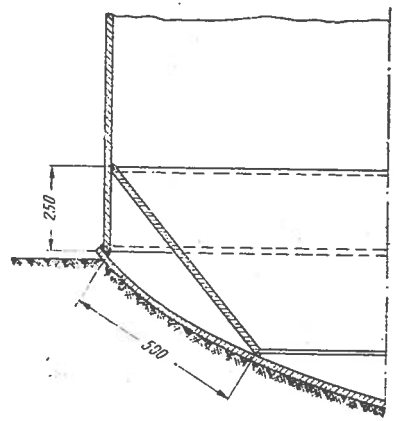


Fig. 259. Grinda inelară a unui rezervor cu fundul curb, așezat direct pe teren

Grinda inelară este formată din fîșii de tablă ale fundului și peretelui, a căror lățime activă rezultă din relațiile (5.83) și (5.84) și dintr-o platbandă așezată înclinat și sudată de fundul și de peretele rezervorului. Considerînd fundația ca un mediu perfect elastic, grinda de centură va trebui să preia componenta orizontală a efortului n_φ din fundul curb, calculat la nivelul prinderii fundului. Această componentă orizontală va dezvolta în grinda inelară un efort de compresiune.

V. 3. 6. Construcția metalică de susținere a rezervoarelor montate la înălțime

Construcția metalică de susținere a rezervorului este formată din stîlpi legați la nivelul superior prin grinda inelară și fixați de fundație prin articulații. Între stîlpi se prevăd contravîntuiri, atunci cînd construcția se execută cu zăbrele (fig. 260), sau numai rigle orizontale (fig. 261), în cazul sistemelor formate din bare rigide.

Stîlpii se așază simetric față de axele rezervorului, articulațiile fiind plasate în vîrfurile unui poligon regulat.

Numărul stîlpilor se alege în funcție de dimensiunile în plan ale rezervorului și se ia de obicei între 4 și 12. Stîlpii pot fi așezați vertical, sau în cazul unor înălțimi mai mari pot fi așezați cu o oarecare înclinație formînd în acest caz o construcție spațială de forma unui trunchi de piramidă.

În cazul sistemelor cu zăbrele, calculul simplificat al sistemului în spațiu se face în modul următor:

a) Greutatea rezervorului plin se repartizează în mod egal asupra tuturor stîlpilor. Însemnînd greutatea totală cu G, cu s numărul stîlpilor și cu β înclinația față de verticală a stîlpului, efortul de compresiune într-un stîlp va fi:

$$T = \frac{G}{s \cdot \cos\beta}. \qquad (5.225)$$

b) Celelalte încărcări: vînt, greutatea proprie a construcției, se consideră concentrate în noduri. Aceste forțe concentrate se descompun în fiecare nod în două componente orizontale, după direcțiile riglelor din cei doi pereți alăturați și o componentă după direcția piciorului (fig. 260). Pentru înclinații β reduse se poate considera că forțele concentrate din greutatea proprie au componente numai după direcția U, iar forțele din vînt fiind considerate orizontale, în toate cazurile vor avea numai componente orizontale S.

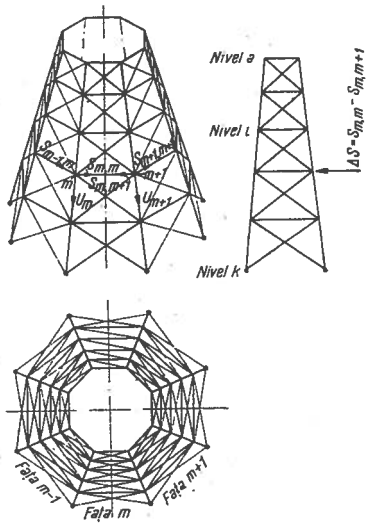


Fig. 260. Construcția de susținere a rezervorului, executată cu zăbrele.

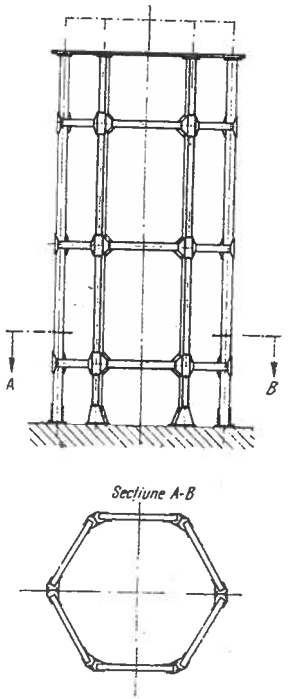


Fig. 261. Construcția de susținere executată din bare rigide.

Fiecare față se calculează pentru suma componentelor care acționează în fața respectivă. De exemplu, fața m din cele două forțe exterioare care acționează în nodurile m și $m+1$, va fi încărcată la acel nivel cu o forță orizontală ΔS_m egală cu suma celor două componente $S_{m,m}$ și $S_{m,m+1}$. Componentele U_m și U_{m+1} vor da eforturi axiale în cei doi stîlpi m și $m+1$.

In barele care fac parte din doi pereți alăturați (cazul stîlpilor), eforturile totale se obțin prin însumarea eforturilor din fiecare perete.

Pentru simplificare se poate presupune că forțele concentrate în nodurile unui anumit nivel din acțiunea vîntului, sînt egale și toate au aceeași direcție.

Din descompunerea forțelor exterioare P după direcțiile fețelor alăturate (fig. 262), pe fața m vor acționa forțele:

$$S_{m,m} = P_i \frac{\cos \gamma_{m-1}}{\sin \alpha}; \tag{5.226}$$

$$S_{m,m+1} = P_i \frac{\cos \gamma_{m+1}}{\sin \alpha}, \tag{5.227}$$

de unde:

$$\Delta S_m = S_{m,m} - S_{m,m+1} = \frac{P_i}{\sin \alpha} (\cos \gamma_{m-1} - \cos \gamma_{m+1}). \tag{5.228}$$

Introducînd:

$$\gamma_{m-1} = \gamma_m - \alpha;$$

$$\gamma_{m+1} = \gamma_m + \alpha;$$

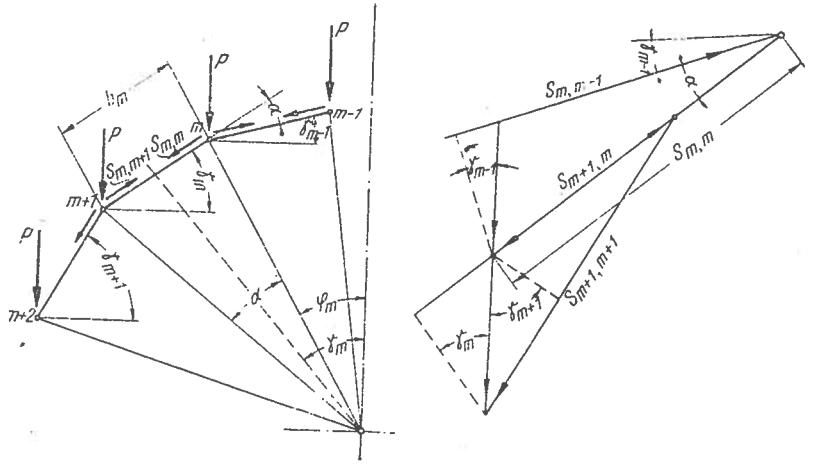


Fig. 262. Schemă de calcul.

se obține:

$$\Delta S_m = 2 \cdot P_i \cdot \sin \gamma_m. \tag{5.229}$$

Forțele ΔS acționează pe fețele respective în sensul creșterii unghiului γ și avînd în vedere semnul funcțiunii $\sin \gamma$. In consecință, fețele construcției formează două grupe distincte. In stîlpii care limitează aceste grupe și sînt așezați pe axa paralelă cu direcția vîntului, (în stîlpii a și g din fig. 263), eforturile din cele două fețe se adună, pe cînd în toți ceilalți stîlpi eforturile se scad.

Insemnînd cu β înclinația față de verticală a stîlpului și cu β' înclinația față de verticală a feței, se vor exprima momentele și forțele într-o anumită față și de la un anumit nivel, M_{mi} și Q_{mi}, ca funcțiuni de momentul M respectiv forța tăietoare Q_i de la același nivel în sistemul spațial.

$$M_{mi} = \frac{1}{\cos \beta'} \frac{1}{s} \frac{\Delta S_{mi}}{P_i} M_i = \frac{2}{s \cdot \cos \beta'} M_i \cdot \sin \gamma_m. \tag{5.230}$$

$$Q_{mi} = \frac{1}{s} \frac{\Delta S_{mi}}{P_i} Q_i = \frac{2}{s} Q_i \cdot \sin \gamma_m. \tag{5.231}$$

Componenta verticală a reacțiunii în punctul k din fața m va fi:

$$V_{mk} = \pm \cos \beta' \frac{M_{mk}}{b_k} = \pm \frac{2}{s \cdot b_k} M_i \cdot \sin \gamma_m. \tag{5.232}$$

Tot în punctul k vom avea și din fața m—1 o reacțiune, a cărei componentă verticală va fi:

$$V_{m-1,k} = \mp \cos\beta' \frac{M_{m-1,k}}{b_k} = \mp \frac{2}{s \cdot b_k} M_i \cdot \sin\gamma_{m-1}. \tag{5.233}$$

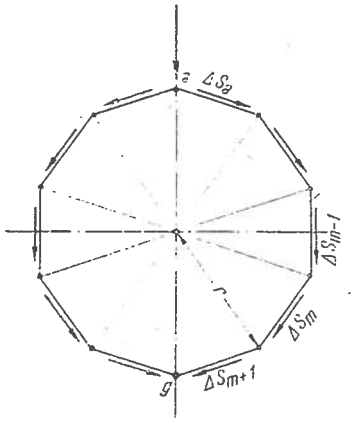


Fig. 263. Acțiunea forțelor ΔS.

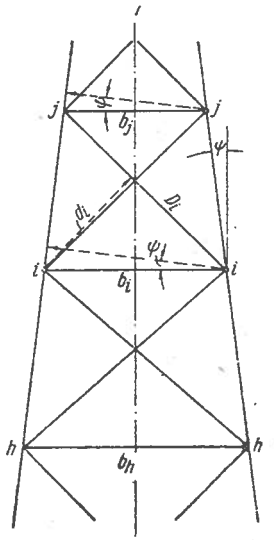


Fig. 264. Sistem cu diagonale încrucișate.

Reacțiunea verticală totală va fi:

$$V_k = V_{m,k} + V_{m-1,k} = \frac{2M_i}{s \cdot b_k} (\sin\gamma_m - \sin\gamma_{m-1}), \tag{5.234}$$

sau introducînd:

$$b_k = 2r_k \cdot \sin\frac{\alpha}{2}$$

se obține:

$$V_k = \frac{2M_i}{s \cdot r_k} \cos\left(\gamma_m - \frac{\alpha}{2}\right) = \frac{2M_i}{s \cdot r_k} \cos\varphi_m. \tag{5.235}$$

Pentru $\varphi = 0$ și $\varphi = \pi$, adică pentru punctele „a" și „g" din fig. 263, componenta verticală a reacțiunii va avea valorile maxime și minime:

$$V_{k\,\substack{max\\min}} = \frac{2M_i}{s \cdot r_k}. \tag{5.236}$$

Eforturile în bare se calculează în funcție de sistemul de împărțire interioară. De exemplu, pentru un sistem cu diagonale în cruce (fig. 264), avem:
în fața m, efortul în piciorul din panoul i va fi:

$$T_{m,i} = \frac{1}{2}\left(\frac{M_{m,j}}{b_j \cdot \cos\psi} + \frac{M_{m,i}}{b_i \cdot \cos\psi}\right), \tag{5.237}$$

iar în fața m—1:

$$T_{m-1,i} = \frac{1}{2}\left(\frac{M_{m-1,j}}{b_j \cdot \cos\psi} + \frac{M_{m-1,i}}{b_i \cdot \cos\psi}\right). \tag{5.238}$$

Prin suprapunerea acestor două eforturi, se obține efortul în bara i—j, în sistemul spațial:

$$T_i = T_{m,i} - T_{m-1,i} = \frac{1}{2\cos\psi}\left(\frac{M_{mj} - M_{m-1,j}}{b_j} + \frac{M_{m,i} - M_{m-1,i}}{b_i}\right) =$$

$$= \frac{1}{s \cdot \cos\psi \cdot \cos\beta'}\left(\frac{M_j \cdot \sin\gamma_m - M_j \cdot \sin\gamma_{m-1}}{b_j} + \frac{M_i \cdot \sin\gamma_m - M_i \cdot \sin\gamma_{m-1}}{b_i}\right) =$$

$$= \frac{1}{s \cdot \cos\psi \cdot \cos\beta'}\left(\frac{M_j}{b_j} + \frac{M_i}{b_i}\right)(\sin\gamma_m - \sin\gamma_{m-1}). \tag{5.239}$$

Introducînd:

$$\varphi_m = \gamma_m - \frac{\alpha}{2} = \gamma_{m-1} + \frac{\alpha}{2}$$

și

$$b_i = 2r_i \cdot \sin\frac{\alpha}{2}$$

avem:

$$T_i = \frac{1}{s \cdot \cos\psi \cdot \cos\beta'}\left(\frac{M_j}{r_j} + \frac{M_i}{r_i}\right)\cos\varphi_m. \tag{5.240}$$

Înlocuind $\cos\psi \cdot \cos\beta' = \cos\beta$, se obține:

$$T_i = \frac{1}{s \cdot \cos\beta}\left(\frac{M_j}{r_j} + \frac{M_i}{r_i}\right)\cos\varphi_m. \tag{5.241}$$

Eforturile maxime din vînt rezultă în stîlpii a și g (adică pentru $\varphi = 0$ și $\varphi = \pi$). Pentru acești stîlpi vom avea:

$$T_i = \pm \frac{1}{s \cdot \cos\beta}\left(\frac{M_j}{r_j} + \frac{M_i}{r_i}\right). \tag{5.242}$$

Eforturile în diagonale se obțin din relația:

$$D_i = \pm \frac{b_i}{d_i}\left(\frac{M_{mj}}{b_j} - \frac{M_{mi}}{b_i}\right). \tag{5.243}$$

Introducînd pentru momentele M_{mi} și M_{mj} și pentru lungimile b_i și b_j relațiile stabilite, se obține:

$$D_i = \pm \frac{r_i}{s \cdot d_i \cdot \cos\beta'}\left(\frac{M_j}{r_j} - \frac{M_i}{r_i}\right)\sin\gamma_m. \tag{5.244}$$

Eforturile maxime în diagonale rezultă în fețele paralele cu direcția vîntului, adică pentru $\gamma_m = \frac{\pi}{2}$ și $\gamma_m = \frac{3\pi}{2}$.

În acest caz vom avea:

$$D_i = \pm \frac{r_i}{s \cdot d_i \cdot \cos\beta'}\left(\frac{M_j}{r_j} - \frac{M_i}{r_i}\right). \tag{5.245}$$

În orizontale avem eforturile:

$$O_{m,i} = -\frac{1}{2}\Delta S_{m,i} = -P_i \cdot \sin\gamma_m. \qquad (5.246)$$

Efortul maxim rezultă de asemenea pentru $\gamma_m = \frac{\pi}{2}$ și $\gamma_m = \frac{3\pi}{2}$.

$$O_{m,i} = -P_i. \qquad (5.247)$$

Cu formulele (5.242) și (5.245) vor putea fi stabilite direct eforturile maxime și minime în stîlpii și diagonalele sistemului, din momentele pro-

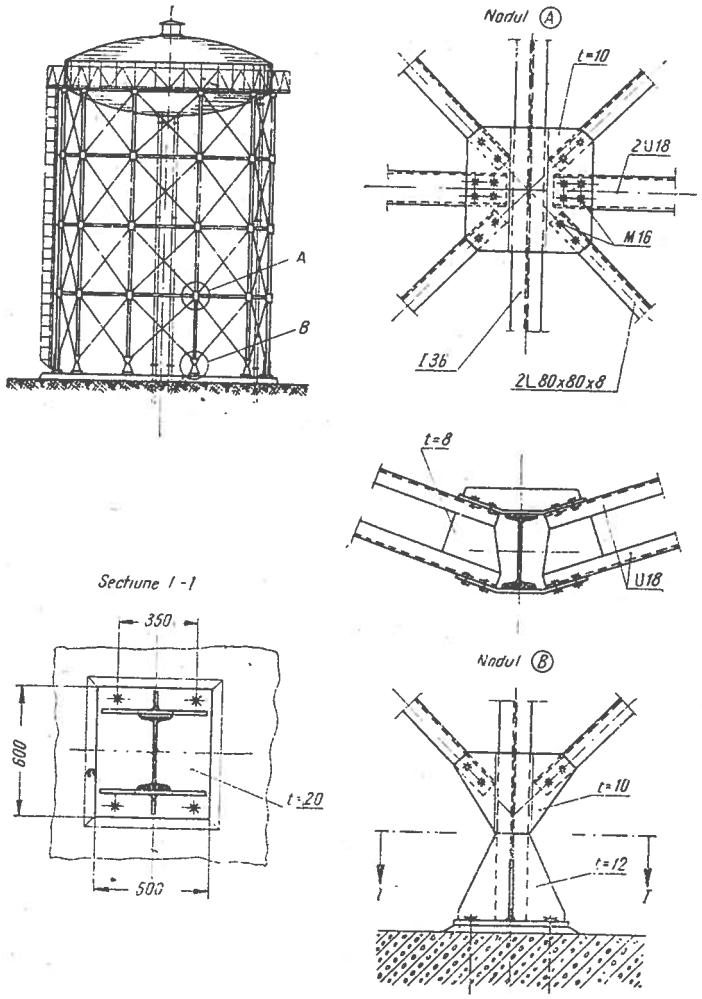


Fig. 265. Construcție de susținere executată cu zăbrele. Detalii constructive.

duse de încărcarea totală, calculate la nivelele respective în construcția spațială.

Efortul maxim în orizontale rezultă din relația (5.247). Cu ajutorul acestor formule eforturile în bare se calculează direct, fără ca să mai fie necesară deci descompunerea forțelor concentrate din noduri după direcțiile fețelor.

Pentru alte sisteme de împărțire interioară se pot deduce de asemenea formule directe pentru calculul eforturilor în bare.

Construcțiile formate din bare rigide (fig. 261), sînt sisteme de foarte multe ori static nedeterminate. Se ajunge la o simplificare a calculelor folosind metoda deformațiilor.

La determinarea eforturilor în buloanele de ancoraj se va lua în considerație presiunea maximă a vîntului pe rezervor și pe construcția de susținere, rezervorul fiind considerat gol.

În fig. 265 sînt arătate detalii constructive ale unei construcții de susținere executată cu zăbrele, iar în fig. 266 sînt arătate detalii ale unei construcții formată din bare rigide.

Construcția cu zăbrele este considerată în alternativa nituită, iar construcția formată din bare rigide, în alternativa de execuție sudată.

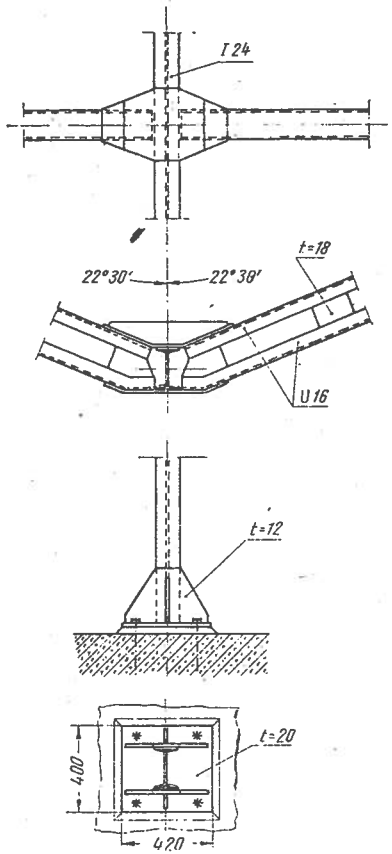


Fig. 266. Construcție de susținere executată din bare rigide. Detalii constructive

V. 4. REZERVOARE DE DIFERITE FORME

În acest subcapitol vor fi studiate rezervoarele sferice, rezervoarele sub formă de picătură de apă și rezervoarele formate din mai mulți tori, precum și rezervoarele prismatice.

V. 4. 1. Rezervoare sferice

În fig. 267 este arătat sistemul unui rezervor sferic cu raza a. rezemat pe o grindă inelară cu raza r_0, montată la orizontul $\varphi = \varphi_0$.

Luînd în considerație numai presiunea lichidului, componentele încărcării vor fi:

$$X = Y = 0 \qquad \text{și} \qquad Z = -\gamma \cdot x.$$

a) Intervalul $0 < \varphi < \varphi_0$. În relația (5.8) introducînd:

$$r_1 = r_2 = a \qquad \text{și} \qquad x = a(1 - \cos\varphi)$$

se obține:

$$n_\varphi = -\frac{1}{a\cdot\sin^2\varphi}\left[-\int a^2\cdot\gamma\cdot a\,(1-\cos\varphi)\cos\varphi\cdot\sin\varphi\cdot d\varphi + C\right] =$$

$$= \frac{1}{a\cdot\sin^2\varphi}\left(\frac{a^3\cdot\gamma}{2}\sin^2\varphi + \frac{a^3\cdot\gamma}{3}\cos^3\varphi - \frac{a^3\cdot\gamma}{4} - C\right).$$

Constanta C se deduce din condiția: pentru $\varphi=0$, n_φ trebuie să aibă o valoare finită, de unde rezultă:

$$C = \frac{a^3\cdot\gamma}{3} - \frac{a^3\cdot\gamma}{4}$$

deci

$$n_\varphi = \frac{\gamma\cdot a^2}{6}\left(3 - 2\,\frac{1-\cos^3\varphi}{\sin^2\varphi}\right). \qquad (5.248)$$

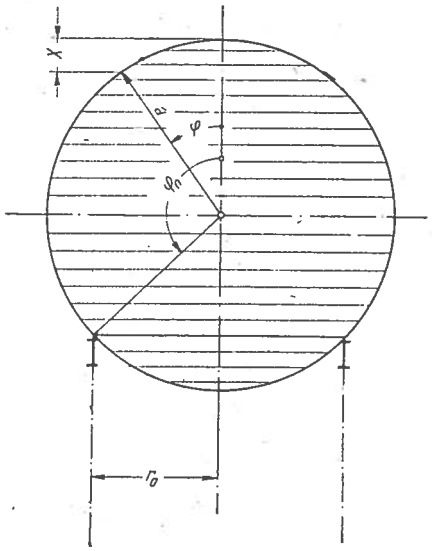


Fig. 267. Rezervor sferic.

Forța n_θ rezultă din relația (5.6)

$$n_\theta = -a\left(Z + \frac{n_\varphi}{a}\right) = \frac{\gamma\cdot a^2}{6}\left(3 - 6\cos\varphi + 2\,\frac{1-\cos^3\varphi}{\sin^2\varphi}\right). \qquad (5.249)$$

b) Intervalul $\varphi_0 < \varphi < \pi$. Diferența față de intervalul $0 < \varphi < \varphi_0$ constă numai în ceea ce privește mărimea constantei C. Pentru acest interval constanta se calculează din condiția: pentru $\varphi=\pi$, n_φ trebuie să aibă o valoare finită.

Rezultă:

$$C = -\frac{a^3\cdot\gamma}{3} - \frac{a^3\cdot\gamma}{4};$$

$$n_\varphi = \frac{\gamma\cdot a^2}{6}\left(3 + 2\,\frac{1+\cos^3\varphi}{\sin^2\varphi}\right); \qquad (5.250)$$

$$n_\theta = \frac{\gamma\cdot a^2}{6}\left(3 - 6\cos\varphi - 2\,\frac{1+\cos^3\varphi}{\sin^2\varphi}\right). \qquad (5.251)$$

În fig. 268 este reprezentată variația eforturilor n_φ și n_θ, calculate în stadiul de membrană.

Tabela 42

Eforturile n_φ și n_θ la un rezervor sferic

φ	0°	30°	45°	60°	90°	120°	135°	135°	150°	180°
n_φ	0,000	+0,028	+0,070	+0,111	+0,167	0,000	−0,402	+0,930	+0,970	+1,000
n_θ	0,000	+0,106	+0,223	+0,388	+0,833	+1,500	+2,109	+0,777	+0,894	+1,000

Așa cum rezultă din diagrame, în regiunea rezemării stadiul de membrană este tulburat. Vor apărea în această regiune momente și forțe tăietoare care, modificînd variația solicitărilor din stadiul de membrană vor duce la o egalizare a deformațiilor pînzei la nivelul de rezemare, condiție impusă neapărat de continuitatea pînzei.

Încărcarea grinzii de susținere rezultă din diferența între forțele n_φ din cele două părți ale pînzei

$$g = n_{\varphi_1} - n_{\varphi_2} = \frac{\gamma\cdot a^2}{6}\left(2\,\frac{1+\cos^3\varphi_0}{\sin^2\varphi_0} + 2\,\frac{1-\cos^3\varphi_0}{\sin^2\varphi_0}\right) = \frac{2\gamma\cdot a^2}{3}\,\frac{1}{\sin^2\varphi_0}. \qquad (5.252)$$

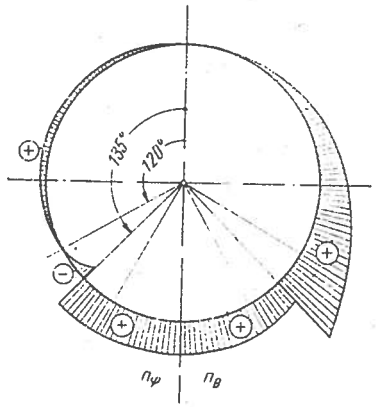


Fig. 268. Variația forțelor n_φ și n_θ la un rezervor sferic.

Componenta verticală a acestei reacțiuni:

$$g_v = g\cdot\sin\varphi_0 = \frac{2\gamma\cdot a^2}{3}\,\frac{1}{\sin\varphi_0} \qquad (5.253)$$

supune grinda inelară de susținere la încovoiere și torsiune, mărimea momentelor fiind în funcție de modul de rezemare al grinzii.

Componenta orizontală a reacțiunii:

$$g_h = g\cdot\cos\varphi_0 = \frac{2\gamma\cdot a^2}{3}\,\frac{\cos\varphi_0}{\sin^2\varphi_0} \qquad (5.254)$$

dă naștere în grinda inelară la o forță axială de compresiune

$$N_h = -g_h\cdot r_0 = -g_h\cdot a\cdot\sin\varphi_0 = -\frac{2\gamma\cdot a^2}{3}\operatorname{ctg}\varphi_0, \qquad (5.255)$$

care este însă în contrazicere evidentă cu solicitările de tracțiune din stadiul de membrană, care apar în pînză din n_θ la același nivel.

Atunci cînd rezervorul se montează la înălțime mică, așa cum se va arăta în cap. VI, susținerea grinzii inelare se face cu stîlpi înclinați după tangenta la meridian în punctul $\varphi=\varphi_0$. O soluție mai bună o constituie înlocuirea grinzii inelare și a construcției de susținere printr-o construcție de tablă de forma unui trunchi de con tangent la sferă la nivelul $\varphi=\varphi_0$, astfel ca întreaga reacțiune dată de pînză să curgă direct în construcția de susținere.

Din punct de vedere constructiv, mantaua rezervorului este formată din mai multe virole, dintr-un fund și un capac, acestea din urmă fiind de obicei identice. Virolele precum și fundul și capacul sînt formate fiecare din mai multe petale, executate prin matrițare la rece sau la cald. Dimensiunile petalelor se stabilesc în funcție de dimensiunile tablelor și de posibilitățile de matrițare (mărimea presei).

Petalele se asamblează între ele prin cordoane în capete și tot prin astfel de cordoane se asamblează virolele între ele și virolele cu fundul respectiv și cu capacul rezervorului. Toate îmbinările cap la cap se execută în V, cu excepția îmbinărilor virolei ecuatoriale care se execută în X. Prelucrarea tablelor se proiectează astfel, ca îmbinările din jumătatea inferioară a

rezervorului să fie executate din interior, iar cele din jumătatea superioară să fie executate din exterior.

Pentru sudura manuală cu arc electric marginile tablelor se ascut, un-

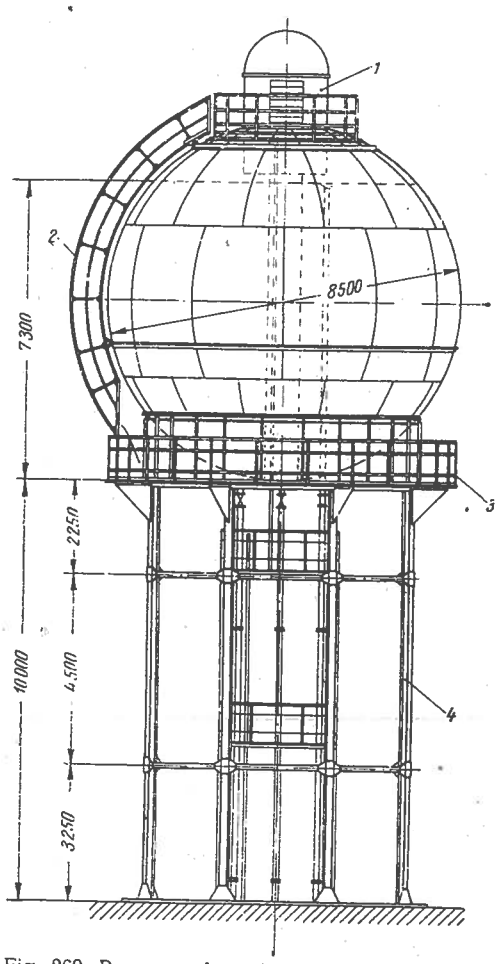


Fig. 269 Rezervor sferic de 300 m³ capacitate:
1 — lanternou; *2* — scară mobilă; *3* — platformă; *4* — construcția de susținere

ghiul față de verticală fiind de 30—35°, iar în cazul întrebuințării sudurii automate sub fondant, unghiul se reduce la 10—15°.

În fig. 269 este arătat ansamblul unui rezervor sferic de 300 m³ capacitate, montat la 10 m înălțime pe o construcție metalică.

Pentru acest rezervor sînt date cîteva detalii constructive. În fig. 270, *a* este arătată o secțiune prin rezervor. În mijlocul rezervorului este prevăzut un coș vertical în care este montată o scară tip pompier, interiorul rezervorului fiind astfel accesibil. Pentru aerisire, pe rezervor este așezat un lanternou. Toț în această secțiune sînt arătate conductele de golire și de prea-

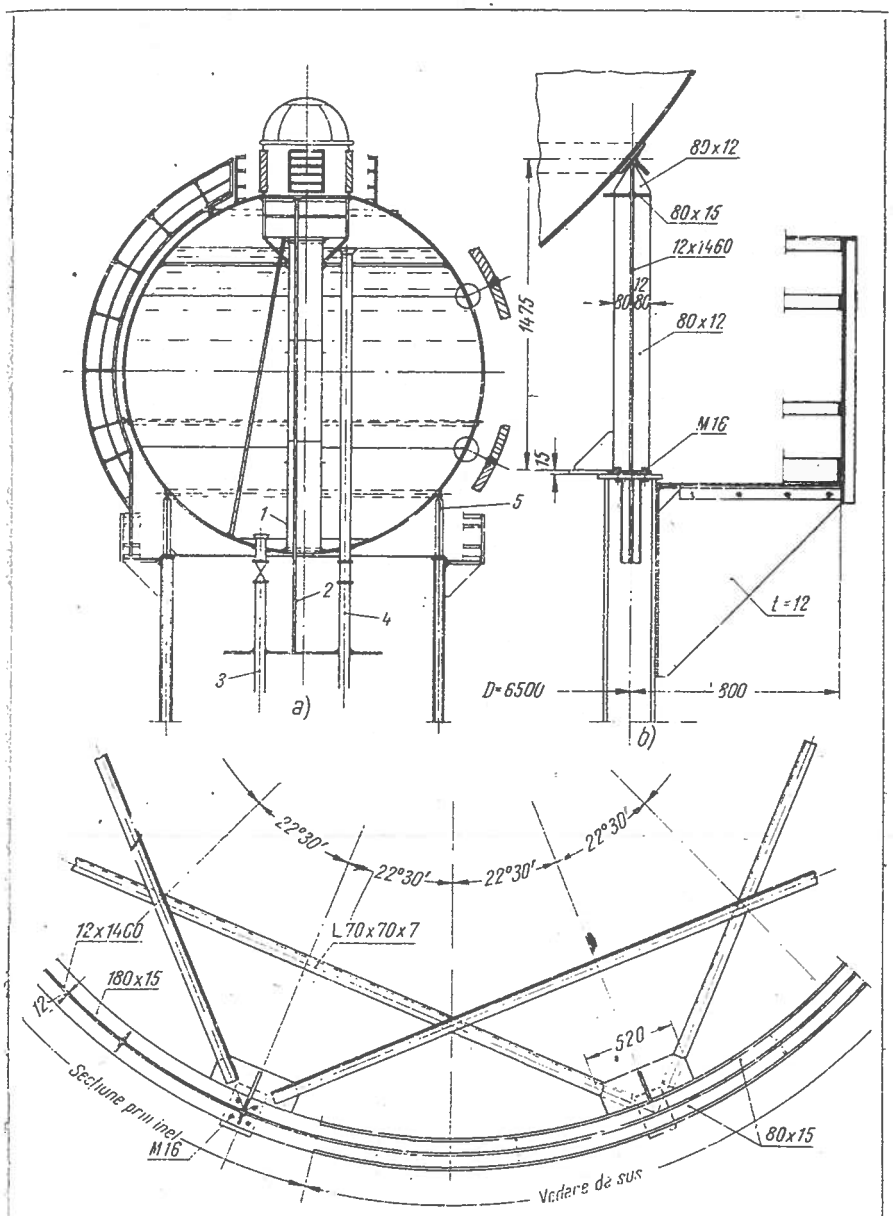


Fig. 270. *a*) Secțiune prin rezervor:
1 — coșul vertical; *2* — scară pompier; *3* — conducta de golire; *4* — conducta de preaplin; *5* — grinda inelară *b*) Grinda inelară și platforma; *c*) Contravîntuirea orizontală la nivelul tălpii inferioare a grinzii inelare.

plin și grinda inelară. La nivelul inferior al grinzii inelare este piasată o paserelă de circulație de pe care poate fi atinsă o scară mobilă care se rotește în jurul rezervorului pe două șine circulare, fixate pe manta. Cu ajutorul acestei scări se pot executa toate operațiile de întreținere ale rezervorului, in exterior.

In fig. 270, *b* este arătată la o scară mai mare, grinda inelară, sistemul de susținere al rezervorului și paserela.

Grinda inelară de susținere este rezemată pe opt stîlpi. Punctele de rezemare ale grinzii sînt legate în plan orizontal printr-o contravîntuire arătată în fig. 270, *c*.

V. 4. 2. Rezervor de egală rezistență

Dacă se pune condiția ca grosimea peretelui rezervorului să rămînă constantă, se poate stabili forma corespunzătoare a rezervorului de egală rezistență din integrarea ultimei ecuații a sistemului (5.5), astfel ca în oricare punct să avem:

$$n_\varphi = n_0 = \sigma \cdot t = \text{const.} \tag{5.256}$$

Ca încărcare se ia în considerație presiunea lichidului pe pereții rezervorului, proporțională cu adîncimea „z" și o suprapresiune „p_0". Componentele încărcării după cele trei axe vor fi:

$$X = Y = 0 \quad \text{și} \quad Z = -(p_0 + \gamma \cdot z).$$

Cu această valoare pentru Z și cu relația (5.256) ecuația (5.5) devine:

$$\frac{\sigma \cdot t}{r_1} + \frac{\sigma \cdot t}{r_2} = +(p_0 + \gamma \cdot z). \tag{5.257}$$

Din fig. 271 rezultă următoarele relații geometrice:

$$r_2 = \frac{r}{\sin \varphi}; \quad r_1 = \frac{ds}{d\varphi} \quad \text{și} \quad ds \cdot \cos \varphi = dr;$$

de unde:

$$r_1 = \frac{dr}{\cos \varphi \cdot d\varphi},$$

Inlocuind în ecuația (5.257) se obține:

$$\frac{\cos \varphi \cdot d\varphi}{dr} + \frac{\sin \varphi}{r} = \frac{d(r \cdot \sin \varphi)}{r \cdot dr} = \frac{p_0 + \gamma \cdot z}{\sigma \cdot t}. \tag{5.258}$$

Ecuația (5.258) reprezintă ecuația diferențială a membranei care satisface condiția impusă. Forma acestei membrane poate fi obținută grafic sau prin integrare numerică.

Problema se rezolvă grafic cu ajutorul metodei cercurilor osculatoare, metodă care constă în următoarele:

Cunoscînd într-un punct oarecare P_1 (v. fig. 272), razele $r_{1,1}$ și $r_{2,1}$, se desenează cu raza $r_{1,1}$ pînza, ca un arc de cerc pînă într-un alt punct P_2.

Raza $r_{1,1}$ reprezintă raza de curbură a curbei meridian în punctul P_1, iar $r_{2,1}$ reprezintă lungimea normalei, măsurată din punctul P_1 pînă în axa de rotație.

Din desen rezultă lungimea normalei $r_{2,2}$, corespunzătoare punctului P_2. Cu această distanță cunoscută și avînd în vedere adîncimea z_2 corespunzătoare punctului P_2, din relația (5.257) se poate calcula raza $r_{1,2}$. Cu această rază se trasează mai departe pînza, ca un arc de cerc, pînă într-un alt punct P_3, pentru care se stabilesc, astfel cum s-a arătat mai sus, distanța $r_{2,3}$ și raza $r_{1,3}$.

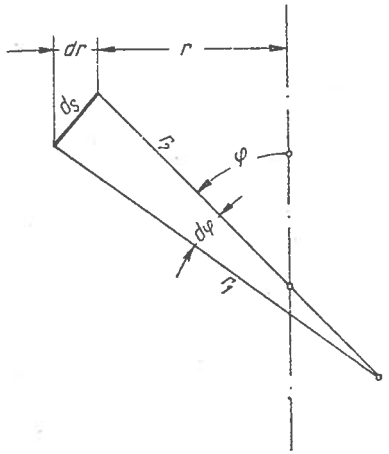


Fig. 271. Schemă de calcul.

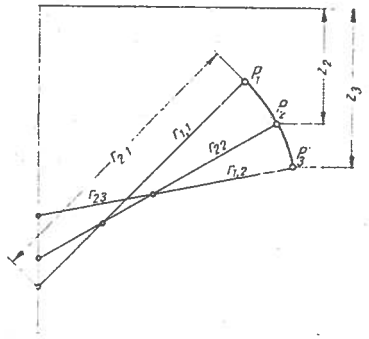


Fig. 272. Construcție grafică.

Dacă se scrie relația (5.257), pentru cele două puncte P_1 și P_2 avem:

$$\frac{1}{r_{1,1}} + \frac{1}{r_{2,1}} = \frac{p_0}{\sigma \cdot t} + \frac{\gamma}{\sigma \cdot t} z_1;$$

$$\frac{1}{r_{1,2}} + \frac{1}{r_{2,2}} = \frac{p_0}{\sigma \cdot t} + \frac{\gamma}{\sigma \cdot t} z_2.$$

Scăzînd prima ecuație din a doua se obține:

$$\frac{1}{r_{1,2}} = \frac{\gamma}{\sigma \cdot t}(z_2 - z_1) - \frac{1}{r_{2,2}} + \frac{1}{r_{1,1}} + \frac{1}{r_{2,1}}$$

sau:

$$r_{1,2} = \frac{1}{\frac{\gamma}{\sigma \cdot t}(z_2 - z_1) - \frac{1}{r_{2,2}} + \frac{1}{r_{1,1}} + \frac{1}{r_{2,1}}}. \tag{5.259}$$

Dacă se consideră $z_2 - z_1 = \Delta z$ constant pentru toate punctele pînzei, primul termen al numitorului rămîne pentru toate punctele constant, iar cele trei raze $r_{1,1}$, $r_{2,2}$ și $r_{2,1}$ se vor măsura din desen.

In fig. 273 este arătat un exemplu de stabilire a formei unui rezervor de egală rezistență.

Construcția grafică începe cu punctul superior P_0, pentru care se ia $r_{1,0} = r_{2,0}$ și $z_0 = 0$. Din relația (5.257) avem:

$$\frac{1}{r_{1,0}} = \frac{p_0}{2\sigma \cdot t}. \tag{5.260}$$

Punctele următoare, astfel cum rezultă din desen, se iau la distanțe egale pe verticală, înălțimea rezervorului fiind împărțită în n intervale egale.

INSTITUTUL POLITEHNIC

Prin punctul P_0 se descrie un arc de cerc cu raza $r_{1,0}$ pînă în punctul P_1, care se găsește ca intersecție a acestui arc de cerc cu orizontala I la distanța Δz pe verticală de punctul P_0. Din desen rezultă:

$$r_{2,1} = r_{1,0} = r_{2,0}.$$

Se poate acum calcula raza $r_{1,1}$ din relația (5.259). Cu această rază se descrie un nou arc prin punctul P_1 pînă în punctul P_2 aflat pe a doua orizontală. Se deduce din desen distanța $r_{2,2}$ și se calculează cu aceeași relație (5.259) noua rază de curbură a curbei meridian $r_{1,2}$, care este valabilă pînă în punctul P_3.

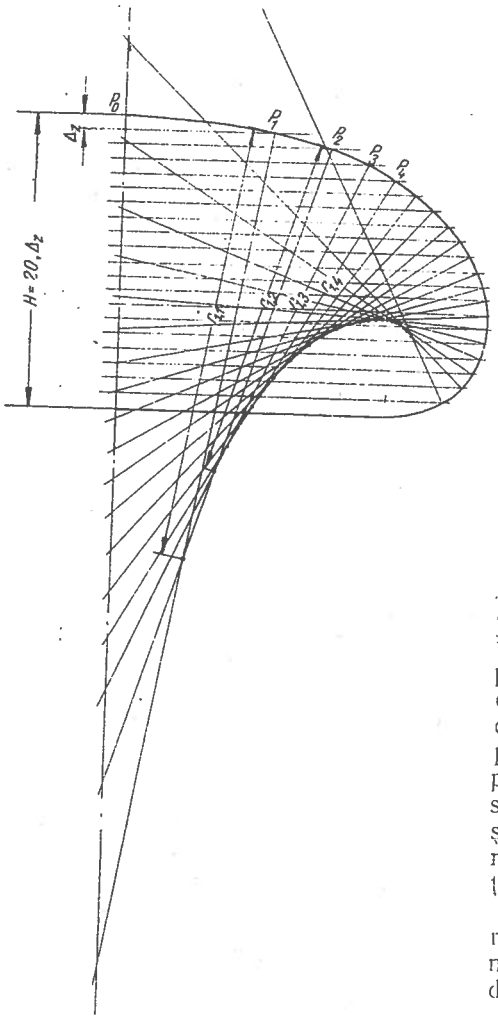


Fig. 273. Determinarea grafică a formei rezervorului de egală rezistență.

Forma rezervorului de egală rezistență care se obține este aceea a unei picături de apă așezată pe un plan uscat; din această cauză rezervoarele sînt numite rezervoare în formă de picătură de apă.

Este de observat că această formă de rezervor obținută este valabilă ca formă a unui rezervor de egală rezistență numai în cazul respectării condițiilor de încărcare inițiale, adică rezervorul umplut complet și prezența suprapresiunii p_0. În alte condiții apar în pînză solicitări importante de încovoiere, în special în partea inferioară a rezervorului. Cum în exploatare rezervorul trece prin astfel de situații (umplerii incomplete, suprapresiuni diferite de cele considerate în calcule etc.), este necesar ca cel puțin în partea inferioară să se prevadă rigidizări. În fig. 274 sînt redate variațiile forțelor n_φ și n^o_θ, calculate în stadiul de membrană, pentru cazul absenței suprapresiunii p_0.

Așa cum se vede din diagrame, cele două forțe n_φ și n_θ la nivelul fundului au valori infinit de mari.

Sînt de asemenea necesare susțineri, prin ferme cu zăbrele sau sisteme din bare rigide, a părții superioare a rezervorului, pentru cazurile de umplere incompletă, încărcare cu zăpadă și pentru simplificarea montajului.

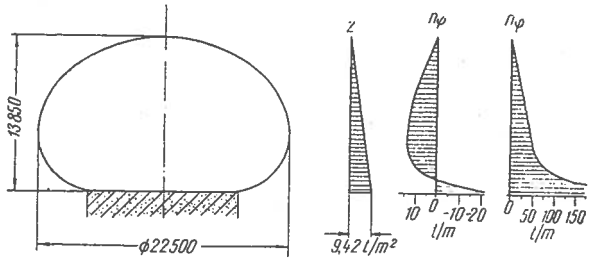


Fig. 274. Variația forțelor n_φ și n_θ în cazul schimbării condițiilor de încărcare.

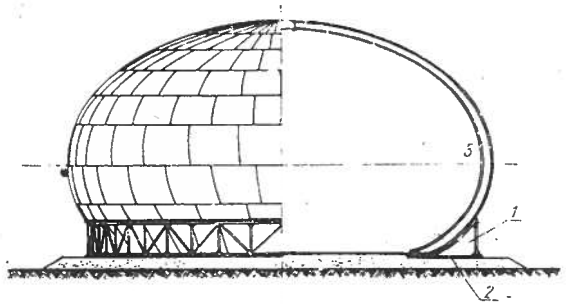


Fig. 275. Rezervor de egala rezistență cu fundul plat:
1 — diafragmă; *2* — placă de bază; *3* — bare rigide.

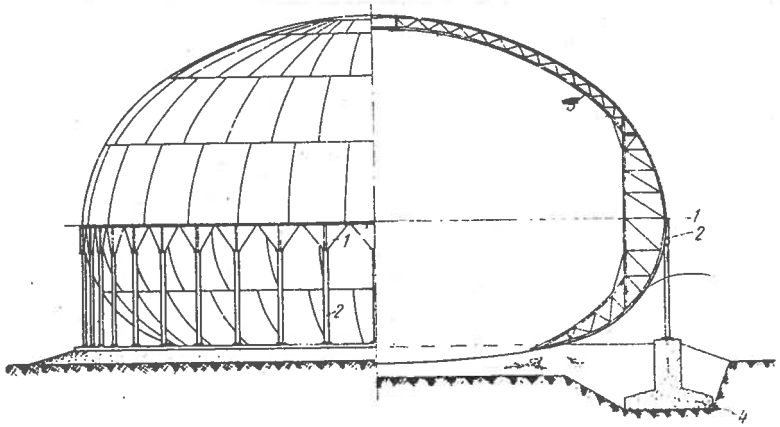


Fig. 276. Rezervor de egală rezistență cu fundul curb:
1 — guseu; *2* — stîlp; *3* — ferme; *4* — inel de fundație.

Rezervoarele în formă de picătură de apă se execută pînă la un volum de circa 5 000 m³. În fig. 275 este dată o secțiune printr-un astfel de rezervor.

Fundul este format din table așezate direct pe un pat de nisip, sudate prin cordoane în capete. Fundul poate să fie plan ca în fig. 275 sau poate să fie curb (fig. 276).

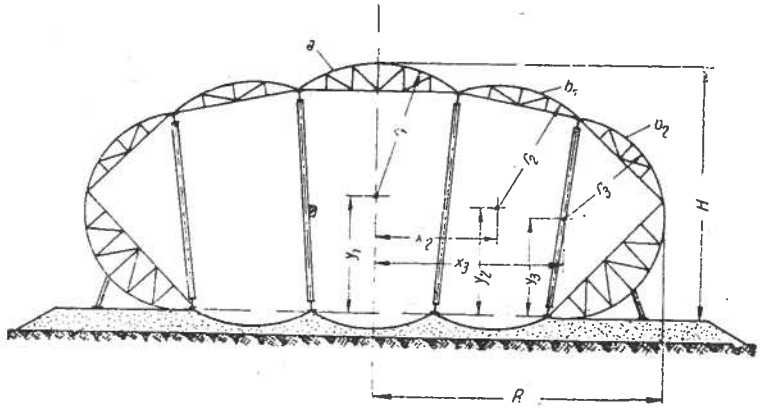


Fig. 277. Rezervor format din mai mulți tori:
a — sferă, b_1 și b_2 — tori.

Mantaua rezervorului este formată din mai multe virole îmbinate între ele prin cordoane de sudură în capete, fiecare virolă fiind alcătuită din mai multe petale îmbinate între ele de asemenea cap la cap. Rigidizarea pereților laterali și a capacului se realizează prin ferme așezate în interior și care pot fi executate cu zăbrele sau numai din grinzi laminate la rezervoarele de capacitate mai redusă. În partea inferioară rezervorul este rigidizat printr-un inel de reazem, format din diafragme cu inimă plină, așezate radial din distanță în distanță și legate între ele printr-o placă de bază continuă și un sistem cu zăbrele așezat în exterior. Această soluție este arătată în fig. 275. O altă soluție, arătată în fig. 276, este rigidizarea părții inferioare prin stîlpi, de care rezervorul este fixat prin intermediul unor gusee continue, plasate pe virola cu diametrul maxim. La această ultimă soluție nu este necesară majorarea grosimii tablelor care alcătuiesc virolele inferioare, dar apare ca un element în plus inelul de fundație pe care se reazemă stîlpii.

După indicațiile literaturii tehnice sovietice, un rezervor în formă de picătură de apă de 2 000 m³ capacitate, calculat la o suprapresiune de 0,4 at și un vacuum de 0,03 at, cu un diametru de 18,5 m și cu o înălțime de 10,0 m, are o greutate de circa 80 t. Pentru volume mai mari de 5 000 m³ sînt proiectate rezervoare formate din mai mulți tori. În fig. 277 este dată o secțiune printr-un rezervor format dintr-o sferă și doi tori.

Pe cercurile de intersecție sînt așezate grinzi inelare, rezemate din loc în loc pe stîlpi. Stîlpii se reazemă la rîndul lor pe grinzile inelare inferioare. Între grinzile inelare, superioare și inferioare, suprafețele pînzei sînt rigidizate prin ferme executate cu zăbrele și așezate radial. În partea inferioară, în exterior, este așezat un inel de rigidizare alcătuit din aceleași elemente ca și la rezervoarele în formă de picătură de apă (soluția din fig. 275). Un astfel de rezervor cu o capacitate de 10 000 m³, dimensionat

la o suprapresiune de 0,4 at și un vacuum de 0,03 at, cu un diametru de 36,0 m și o înălțime de 15,0 m, cîntărește 227 t.

Montajul acestor rezervoare se poate executa cu o macara cu braț, care lucrează din exterior (fig. 278) sau cu o macara cu braț rotativ fixat pe un

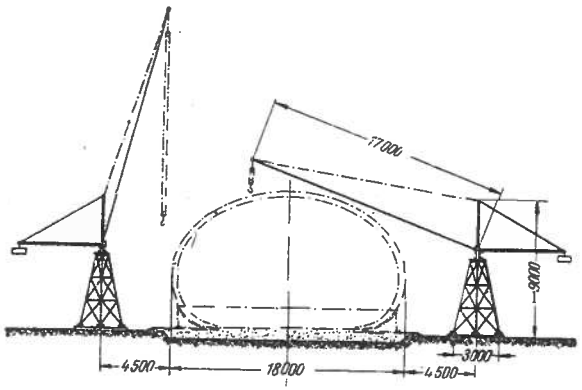


Fig. 278. Montarea rezervorului de egală rezistență cu o macara cu braț acționînd din exterior.

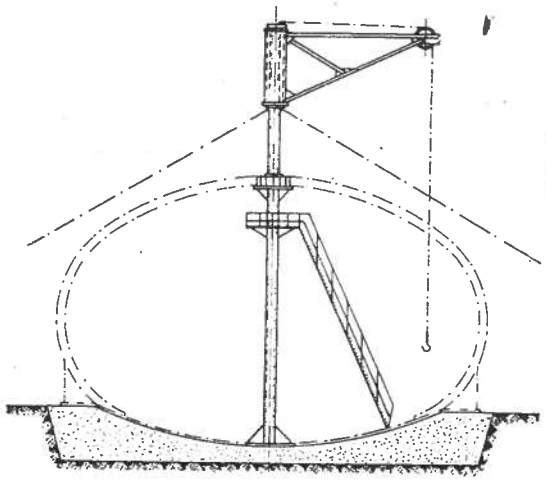


Fig. 279. Montarea rezervorului de egală rezistență cu un braț rotativ, fixat pe stîlpul central.

stîlp central, care rămîne ca un stîlp de susținere în interiorul rezervorului, sau care poate fi demontat ulterior (fig. 279).

Aceste forme de rezervoare, deși reprezintă complicații în ceea ce privește execuția și montajul, sînt forme recomandate, avînd în vedere marile lor avantaje în exploatare.

V. 4. 3. Rezervoare prismatice

Deşi această formă de rezervor nu este raţională, tabla pereţilor şi fundului lucrînd în primul rînd la încovoiere, totuşi se întrebuinţează pentru rezervoare de mică capacitate, deoarece folosind table plane execuţia este mult simplificată. Un domeniu de aplicare a acestor forme de rezervoare sînt tenderele de locomotive.

În cazul rezervoarelor înalte, la care înălţimea h este mare faţă de dimensiunile bazei (b şi l), se poate considera, pentru simplificarea calculelor, că numai secţiunile orizontale preiau presiunea lichidului de pe pereţii rezervorului (fig. 280, a).

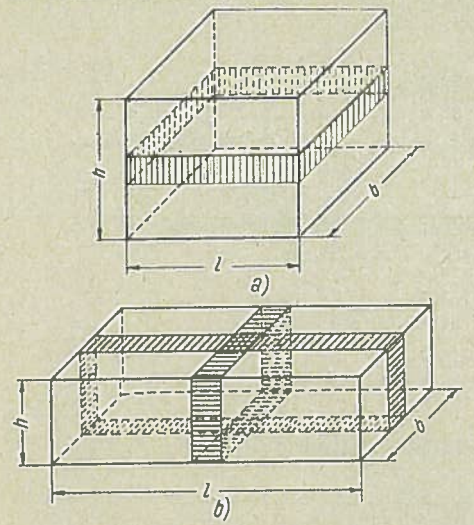


Fig. 280. Rezervoare prismatice
a — rezervoare cu înălţime mare; b — rezervor cu înălţime redusă.

La rezervoarele scunde (fig. 280, b) se vor considera ca active numai secţiunile verticale.

Din punct de vedere static, o secţiune orizontală (fig. 281, a) sau verticală (fig. 281, b) se consideră formată din patru grinzi simplu rezemate.

În funcţie de lăţimea considerată a fîşiei şi de variaţia liniară a presiunilor se stabileşte încărcarea şi se calculează apoi reacţiunile şi momentele maxime care determină grosimile tablelor.

La un calcul ceva mai exact se poate considera acţiunea simultană a fîşiilor verticale şi orizontale (fig. 282). Repartizarea presiunilor pe cele două tipuri de fîşii se poate face astfel cum se obişnuieşte la plăcile de beton armat, armate pe două direcţii perpendiculare. Din condiţia de egalitate a săgeţilor maxime rezultă:

$$f_x = \frac{5 \cdot p_x \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot J} = f_y = \frac{p_y \cdot h^4}{E \cdot J} \frac{0{,}013\,04}{2 \times 0{,}519\,3}$$

sau:

$$0{,}837 \cdot p_y \cdot h^4 = p_x \cdot l^4. \qquad (5.261)$$

Această egalitate are loc la nivelul $0{,}5193 \cdot h$, unde săgeata fişiei verticale este maximă; ţinînd seama că, la acest nivel avem condiţia:

$$p_x + p_y = p \quad \text{şi} \quad p = 0{,}5193 \cdot \gamma \cdot h,$$

se obţine:

$$p_x = p \frac{0{,}837 \cdot h^4}{0{,}837 h^4 + l^4} = \gamma \frac{0{,}435 \cdot h^5}{0{,}837 h^4 + l^4}; \qquad (5.262)$$

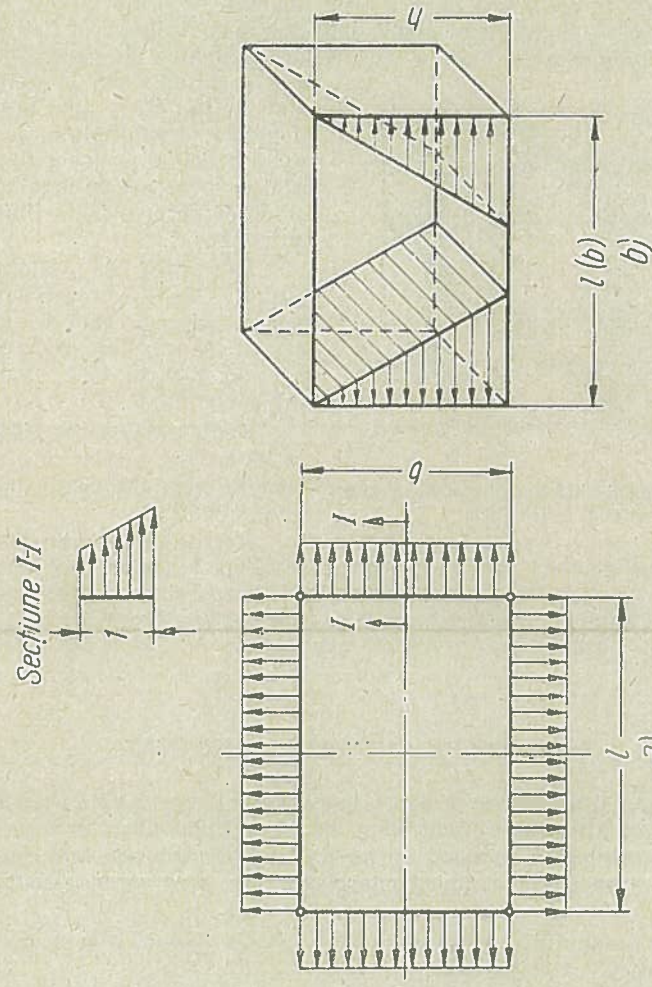


Fig. 281. Presiunea lichidului pe pereţii rezervorului:
a — în secţiune orizontală; b — în secţiune verticală.

$$p_y = p\frac{l^4}{0{,}837h^4 + l^4} = \gamma\frac{0{,}519\,3 \cdot h \cdot l^4}{0{,}837h^4 + l^4} \qquad (5.263)$$

şi

$$M_x = \frac{p_x l^2}{8}; \quad M_y = \frac{p_y \cdot h^2}{8{,}1}. \qquad (5.264)$$

In realitate momentele sînt mai mici, deoarece o fîşie mai apropiată de margine are o săgeată mai mică decît o fîşie imediat alăturată şi care se găseşte mai apropiată de mijlocul plăcii. Din acţiunea reciprocă a fîşiilor paralele rezultă momente de torsiune care reduc momentele de încovoiere. Un calcul şi mai exact se poate face considerînd placa unui perete ca o placă dreptunghiulară rezemată articulat pe cele patru margini şi încărcată cu presiunea lichidului, care variază liniar cu adîncimea h.

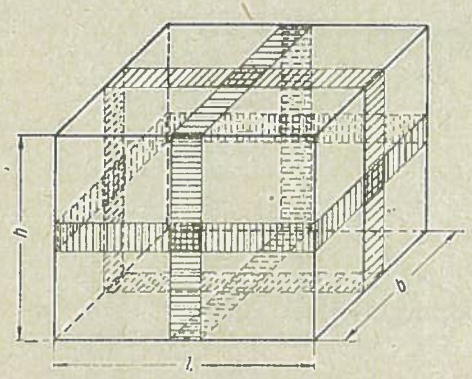


Fig. 282. Schema de lucru, mai exactă, a rezervoarelor prismatice.

Din punct de vedere constructiv aceste rezervoare se execută dintr-o ramă de corniere aşezate pe muchiile prismei şi de care se sudează sau se nituesc tablele pereţilor.

Pentru majorarea rigidităţii la încovoiere a tablelor se pot executa prin matriţare anumite proeminenţe.

Dacă dimensiunile pereţilor sînt mari, apar necesare rigidizări care reprezintă reazeme suplimentare pentru tablele peretelui respectiv. Pentru rigidizarea şi susţinerea fundului se execută un grătar de traverse pe care se reazemă rezervorul. Calculul acestor nervuri de rezemare şi rigidizare este arătat în cap. VIII (Buncăre metalice).

V. 5. REZERVOARE CILINDRICE ORIZONTALE

Dezvoltarea şi mecanizarea agriculturii implică construirea unui număr mare de baze pentru produse petroliere, necesare alimentării tractoarelor şi a celorlalte maşini care lucrează în agricultură. Forma cea mai obişnuită pentru aceste rezervoare de mică capacitate este rezervorul cilindric orizontal.

La alegerea tipului de rezervor pentru aceste scopuri trebuie avute în vedere următoarele considerente:

1. Capacitatea trebuie să corespundă necesităţilor exploatării.

2. Rezervorul trebuie să se înscrie în gabaritele impuse de transportul pe calea ferată, pentru a putea fi executat complet în fabrică.

3. Consumul de material şi muncă raportat la metru cub capacitate scade cu creşterea capacităţii. După datele literaturii tehnice sovietice, luînd ca unitate consumul de oţel raportat la capacitatea pentru un rezervor 10 m³, pentru o capacitate de 50 m³ consumul se reduce la 0,65, pentru 100 m³ se

reduce la 0,57, iar pentru 200 m³ se reduce la 0,45, adică consumul pe metru cub capacitate este de 2,22 ori mai redus la rezervorul de 200 m³ faţă de cel de 10 m³.

Realizarea capacităţii prescrise cu un număr cît mai mic de rezervoare de capacitate mai mare, pe lîngă economia de oţel arătată, aduce economii în ceea ce priveşte fundaţiile, conductele şi cheltuielile de exploatare. Suprafaţa rezervorului raportată la capacitate are aproximativ aceeaşi variaţie ca şi greutatea şi deci cheltuielile de întreţinere vor fi mai reduse la rezervoarele mari decît la mai multe rezervoare mai mici de aceeaşi capacitate. În tabela 43 sînt arătate dimensiunile şi caracteristicile rezervoarelor cilindrice orizontale tipizate în U.R.S.S.

Tabela 43

Rezervoare cilindrice orizontale, tipizate în U.R.S.S.

Capacitatea, m³	Diametru, mm	Lungime, mm	Grosimea tablei		Greutatea totală, t	Greutatea raportată la m³ capacitate, kg/m³	Suprafaţa raportată la m³ capacitate, m²/m³
			cilindru, mm	fund, mm			
3,1	1 404	2 040	3	3	0,38	123	3,9
5,3	1 850	2 006	3	3	0,51	97	3,2
10,5	2 200	2 808	4	4	1,01	96	2,6
25,6	2 870	4 023	4	4	1,76	69	1,9
50,8	2 870	7 923	4	4	3,15	62	1,7
74,1	3 250	9 018	4	4	4,24	57	1,5

V. 5. 1. Elementele unui rezervor cilindric orizontal

Un rezervor cilindric orizontal este format din corpul cilindric, din două funduri şi un număr de inele de rigidizare.

Corpul rezervorului poate fi executat în două alternative:

a) Format din mai multe virole, fiecare virolă fiind obţinută din îndoirea în lung a unei table. Lăţimea tablei reprezintă deci înălţimea virolei. Închiderea virolei se execută printr-un cordon de sudură în capete, iar îmbinarea virolelor una cu alta se execută prin suprapunere (fig. 283).

b) Format dintr-o singură virolă, la care tablele sînt aşezate în lung şi sînt îmbinate prin cordoane de sudură în capete. Această soluţie constructivă se recomandă în special atunci cînd pentru executarea cordoanelor se foloseşte metoda automată de sudare sub fondant. În fig. 284 este arătată schema unui astfel de rezervor.

Fundul rezervorului poate fi executat: conic, cilindric, sferic, dintr-o jumătate de elipsoid sau plan.

Fundurile cu dublă curbură se obţin prin matriţare la rece sau la cald dintr-o tablă care poate să fie executată dintr-o singură bucată sau din două bucăţi asamblate înainte de matriţare printr-un cordon de sudură în capete.

Fundurile cilindrice se obţin prin îndoirea la rece, iar cele conice prin îndoire sau matriţare.

Din aceste sisteme fundurile plate se caracterizează printr-o importantă simplificare a fabricaţiei, ceea ce face ca să fie sistemul adoptat la rezervoarele staţionare care funcţionează în condiţii normale de exploatare.

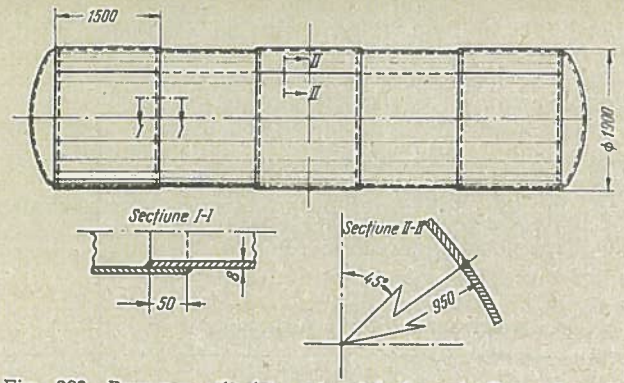


Fig. 283. Rezervor cilindric orizontal, format din mai multe virole.

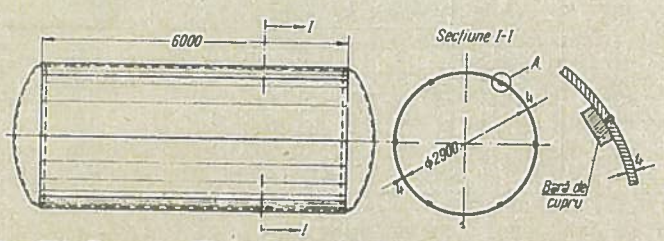


Fig. 284. Rezervor cilindric orizontal, format dintr-o singură virolă.

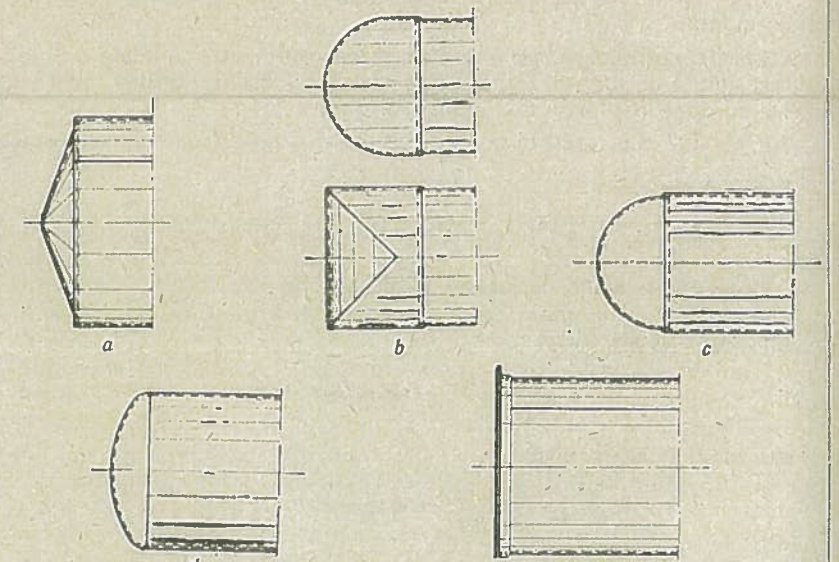


Fig. 285. Formele fundurilor rezervoarelor cilindrice orizontale:
a — conic; *b* — cilindric; *c* — sferic; *d* — elipsoid; *e* — plan.

V. 5. 2. Calculul și detalii constructive

Rezervoarele cilindrice orizontale, staționare de obicei, nu se dimensionează, grosimile de tablă rezultînd din condițiile de rigiditate minimă.

Pentru simplificare, lucrînd cu o presiune constantă p (fig. 286) se obține:

Efortul unitar inelar:

$$\sigma_\varphi = \frac{p \cdot r}{t}. \qquad (5.265)$$

După generatoare:

$$\sigma_{x_1} = \frac{p \cdot r}{2t}. \qquad (5.266)$$

La σ_{x1} se mai adaugă efortul specific unitar din încovoierea rezervorului sub greutatea proprie și încărcare.

$$\sigma_q = \frac{M}{W} = \frac{ql^2}{8} \frac{r+t}{\left[\frac{(r+t)^4}{4} - \frac{r^4}{4}\right]\pi}, \qquad (5.267)$$

unde l reprezintă distanța între punctele de reazem, iar q — greutatea proprie și a lichidului pe metru liniar de rezervor.

Reazemele se plasează la extremități, în cazul rezervoarelor de capacitate redusă (de obicei sub 25 m³) și la o anumită distanță de fundurile la rezervoarele de capacitate mai mare. Suprafața de rezemare a suportului se execută cilindrică, cu o rază egală cu cea exterioară a rezervorului și cu un unghi de încercuire a corpului rezervorului de cel puțin 90°.

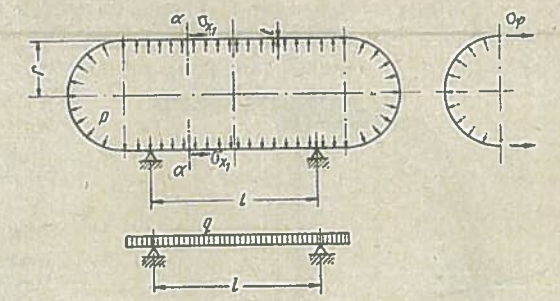


Fig. 286. Schema de calcul a unui rezervor cilindric orizontal.

Stadiul de membrană este tulburat în regiunea prinderii fundului. Influența momentelor de încovoiere este cu atît mai redusă, cu cît trecerea de la fund la corpul cilindric este mai lină. De exemplu, în cazul executării fundului dintr-o jumătate de elipsoid, tensiunile insumate din forțele n și momentele m nu depășesc cu mai mult de 10% pe cele calculate în stadiul de membrană, pe cînd în cazul executării fundului dintr-o calotă sferică majorarea solicitărilor în stadiul de încovoiere este de 400—500% față de stadiul de membrană. În fig. 287 este arătată variația solicitărilor pentru cele două cazuri.

Din acest motiv, în cazul întrebuinţării fundului dintr-o calotă sferică, rezervorul trebuie rigidizat printr-un inel aşezat în secţiunea de prindere a fundului de corpul cilindric, sau trecerea de la sferă la cilindru se îndulceşte prin introducerea unui tor (fig. 288).

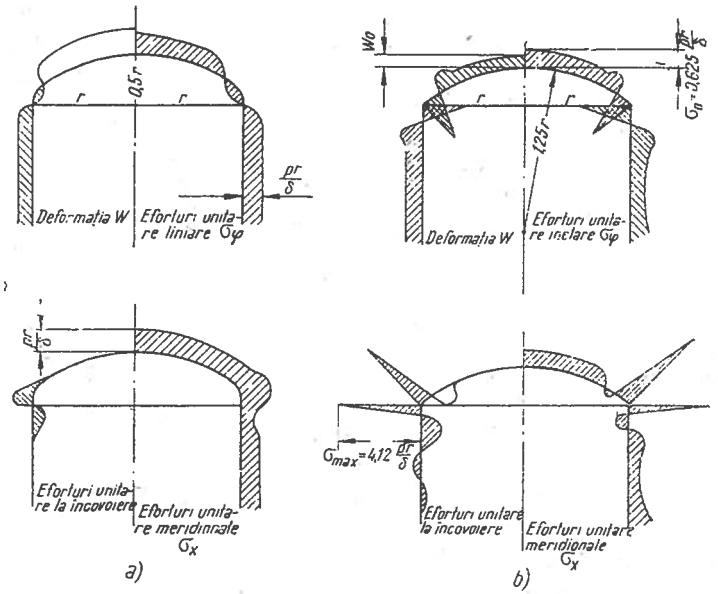


Fig. 287. Diagrame comparative a eforturilor unitare:
a — rezervor cu fund dintr-o jumătate de elipsoid; *b* — rezervor cu fund dintr-o calotă sferică.

Îmbinarea între fund şi partea cilindrică se poate face prin cordoane de sudură în capete sau prin suprapunere. Se recomandă ca aceste cordoane să se afle la o distanţă mai mare de $0{,}6\sqrt{r \cdot t}$ faţă de margine, distanţă la care influenţa tulburării marginale devine neglijabilă. Raza r şi grosimea de tablă t se referă la mantaua cilindrică.

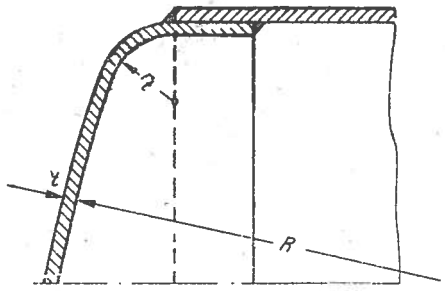


Fig. 288. Racordarea fundului sferic.

Aşa cum s-a spus mai înainte, fundurile cu dublă curbură prezintă dezavantaje în fabricaţia rezervoarelor, dezavantaje care pot fi eliminate prin adaptarea fundurilor plane.

Fundurile plane au în plus avantajul unei comportări identice, indiferent de direcţia încărcării, avantaj care se evidenţiază în cazul rezervoarelor îngropate.

Din punct de vedere static, fundul plat se consideră ca o placă elastică, circulară, rezemată articulat pe contur pe un inel elastic. Inelul este executat dintr-o cornieră de care se sudează atît corpul cilindric cît şi fundul (fig. 289).

Din experimentările făcute în U.R.S.S.* pentru presiuni de 0,4—0,5 at, atît fundul cît şi inelul au avut o comportare elastică. La o presiune de 0,7 kg/cm², tensiunile în fund, lîngă inelul de susţinere, din încovoierea locală au atins limita de curgere, fără însă ca să fi fost epuizată capacitatea portantă şi numai la o presiune de 1,2 kg/cm² au apărut deformaţii plastice ale inelului şi pierderea locală a stabilităţii.

În fig. 290 este arătat un rezervor tip, de 75 m³ capacitate, cu fundul plat. Inelele de rigidizare sînt executate din corniere sudate de tabla rezervorului cu aripa normală pe tablă (fig. 290).

Prin această dispoziţie, momentul de inerţie al inelului de rigidizare este mult mai mare decît în cazul că aşezarea cornierei s-ar face cu o aripă lipită de mantaua rezervorului.

Inelele de rigidizare care se află deasupra reazemelor se completează cu un sistem de diagonale (fig. 290, *b*). Acelaşi sistem se aplică la toate inelele, atunci cînd rezervorul se îngroapă.

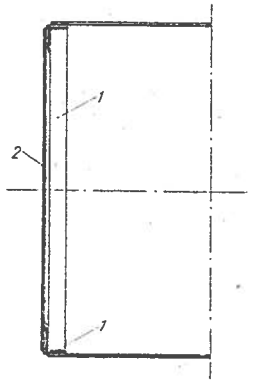


Fig. 289. Fund plan:
1 — inel de fixare; *2* — tabla fundului.

Întrebuinţarea fundurilor plate, în cazul presiunilor mai mari (peste 0,7 at) nu mai este raţională, căci consumul de oţel şi de forţă de muncă creşte, prin introducerea nervurilor de rigidizare, care devin necesare în acest caz. De exemplu, cisternele de cale ferată, din cauza şocului care îl produce lichidul pe fundurile rezervorului, în momentul pornirii sau frînării trenului, se calculează la o presiune de 6 at. În aceste cazuri, soluţiile economice sînt fundurile cu dublă curbură.

În fig. 291 este arătată construcţia unei cisterne de cale ferată, în alternativa sudată.

În partea inferioară, pe mantaua rezervorului este aplicată o tablă de blindaj, sudată de manta. Fundul este sudat de corpul cilindric, prin suprapunere, cu două cordoane de sudură continue.

În fig. 292 este arătată construcţia unui rezervor cu funduri conice.

Exemplul numeric 5-2

Dimensionarea unui rezervor cilindric orizontal pentru o capacitate de 75 m³, care lucrează la o presiune de 0,4 at. Rezervorul se execută cu funduri plane în construcţie sudată.

Dimensiunile şi poziţia reazemelor rezultă din fig. 293.

a) Solicitările în mantaua cilindrică. Se consideră grosimea tablelor de 4 mm.

Din relaţia (5.265) avem:

$$\sigma_\varphi = \frac{0{,}4 \times 140}{0{,}4} = 140 \text{ kg/cm}^2 < 1\,400.$$

Din relaţia (5.266) se obţine:

$$\sigma_{x1} = \frac{0{,}4 \times 140}{2 \times 0{,}4} = 70 \text{ kg/cm}^2.$$

* V. „Industria Construcţiilor U.R.S.S." — 1954 nr. 1, *A. F. Lileev:* Tipuri noi de rezervoare orizontale sudate, pentru agricultură.

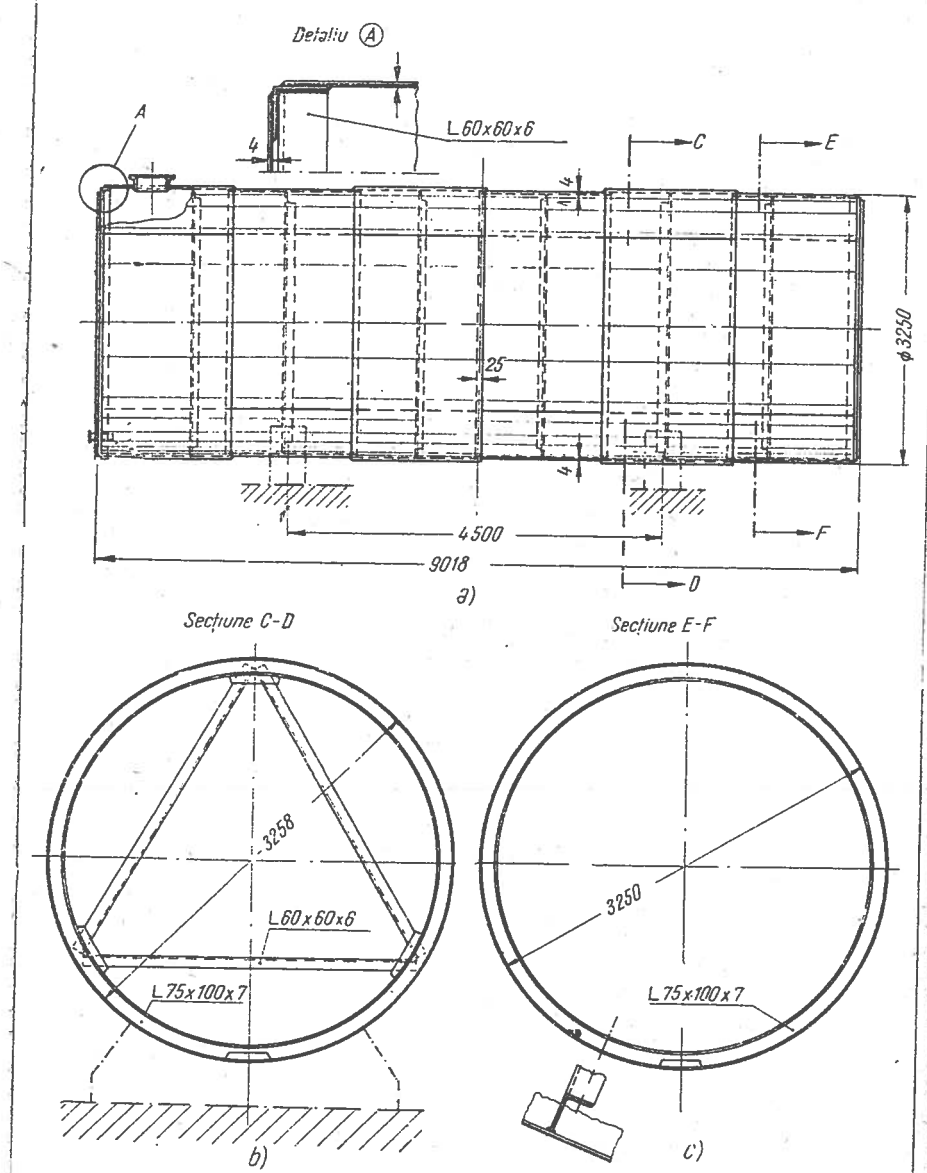


Fig. 290. Rezervor de 75 m³ cu fundurile plane:
a — ansamblu; *b* — inel de rigidizare deasupra reazemelor; *c* — inel de rigidizare curent.

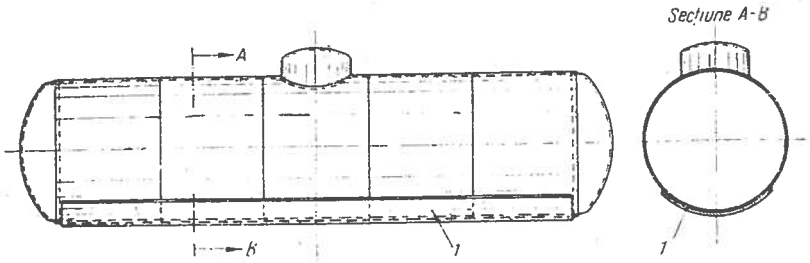


Fig. 291. Cisternă de cale ferată:
1 — tablă de blindaj.

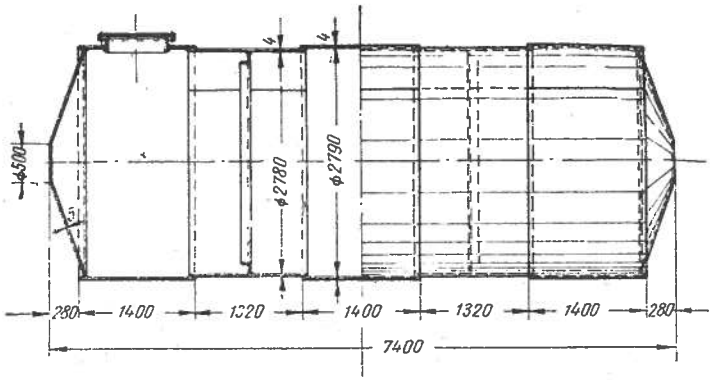


Fig. 292. Rezervor cilindric orizantal cu fonduri conice.

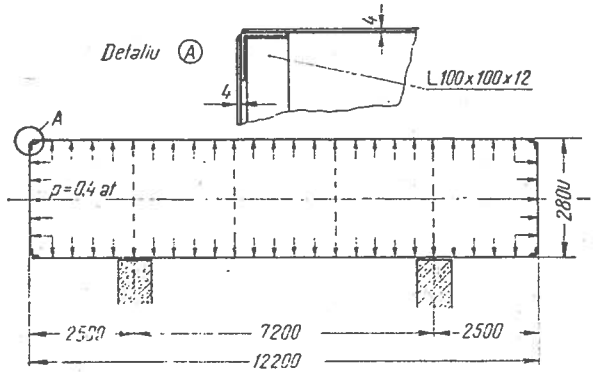


Fig. 293. Schemă de calcul.

Încărcarea verticală totală, repartizată pe metru liniar, rezultă din greutatea proprie și a lichidului:

$$q=\frac{G}{12,2}+\frac{\gamma\cdot V}{12,2}=\frac{4,5}{12,2}+\frac{0,9\times 75}{12,2}=6,0\ \text{t/m};$$

$$M_c=-6,0\ \frac{2,5^2}{2}=-18,75\ \text{tm};$$

$$M_m=+6,0\ \frac{7,2^2}{8}-18,75=20,25\ \text{tm}.$$

Modulul de rezistență al secțiunii transversale va fi:

$$W=\left[\frac{(150+0,4)^4}{4}-\frac{150^4}{4}\right]\frac{3,14}{150,4}=28\,297\ \text{cm}^3;$$

$$\sigma_q=\frac{2\,025\,000}{28\,297}=71\ \text{kg/cm}^2;$$

$$\sigma_x=\sigma_{x1}+\sigma_q=70+71=141\ \text{kg/cm}^2<1\,400.$$

b) Verificarea solicitărilor în fundul plat. Se consideră fundul rezervorului ca o placă circulară încastrată elastic în inelul de rigidizare. Însemnînd cu A_i secțiunea inelului, după un calcul aproximativ întocmite de ing. *B. I. Beleaev* *), eforturile unitare în placă și inel se calculează din următoarele relații:

— efortul unitar în placă: $\sigma_p=31\sqrt[3]{\dfrac{p^2\cdot D^2}{t^2\left(\dfrac{D\cdot t}{A_i}+2\right)}}$;

— efortul unitar în inel: $\sigma_i=\sigma_p\dfrac{r\cdot t}{A_i}$.

Se consideră grosimea tablei fundului de asemenea de 4 mm și inelul de rigidizare dintr-o cornieră 100×100×12. Secțiunea inelului se consideră formată din corniera 100×100×12 și din două fișii de tablă din peretele cilindric și fundul rezervorului, fiecare fișie avînd o lățime egală cu aripa cornierei.

$$A_i=22,7+2\times 0,4\times 10=30,7\ \text{cm}^2;$$

$$\sigma_p=31\sqrt[3]{\frac{0,4^2\times 280^2}{0,4^2\left(\dfrac{280\times 0,4}{30,7}+2\right)}}=31\times 24,1=748\ \text{kg/cm}^2<1\,400;$$

$$\sigma_i=748\ \frac{140\times 0,4}{30,7}=1\,350\ \text{kg/cm}^2<1\,400.$$

BIBLIOGRAFIE

N. S. Streleţki ş. a., Construcţii metalice, vol. II, Ed. II-a, trad. din l. rusă, Bucureşti, E.S.A.C., 1955.

K. Girkmann, Flächentragwerke, Wien, Verlag von Julius Springer, 1946.

W. Flügge, Statik und Dinamik der Schalen, Berlin, Julius Springer, 1934.

*) Ing. *B. I. Beleaev*, „Metodă aproximativă pentru calculul fundurilor plate ale rezervoarelor din oţel". Industria Construcţiilor U.R.S.S., nr. 1, 1954.

В. В. Новожилов, Теория тонких оболочек, Москва, Судпромгиз, 1951

G. A. Nikolaev, Construcţii sudate, Traducere din limba rusa, Bucureşti, Editura Tehnică, 1955.

А, С. Фалкевич, Ф. Г. Хромихин, О. М. Иванцов, В. М. Орлов, Сооружение сварных металлических резервуаров для хранения нефтепродуктов, Москва-Ленинград, Гостоптехиздат, 1953.

В. И, Титков, В, Н. Богданов, А. И. Макаров, Проектирование и строительство нефтебаз, Москва-Ленинград, Гостоптехиздат, 1953.

В. И. Титков, Резервуары для хранения нефтепродуктов под повышенным давлением, Москва-Ленинград, Гостоптехиздат, 1953.

В. Д. Таран, Технология сварки и монтажа магистральных трубопроводов и резервуаров, Москва-Ленинград, Гостоптехиздат, 1953.

Г. Г. Лепешкин, и *В. В. Свистков*, Сооружение нефтехранилищ при промышленных предприятиях, Москва, Госстройиздат, 1953.

CAPITOLUL VI

GAZOMETRE

VI. 1. GENERALITĂȚI

Rezervoarele care servesc la înmagazinarea gazelor se numesc gazometre. La instalațiile de alimentare cu gaze sînt necesare gazometre tampon, care se montează între sursa de producere a gazului și consumatori. Gazometrul contribuie în același timp la debitarea gazului la o presiune constantă și la uniformizarea compoziției gazului, ceea ce este important mai ales în industria chimică.

Gazometrele pot fi executate în două sisteme diferite:

1) Gazometre cu presiune constantă și volum variabil, sistem folosit de obicei în industria siderurgică și metalurgică.

2) Gazometre cu volum constant și presiune variabilă, sistem întrebuințat în industria chimică și la stațiile de alimentare cu gaz de sonde.

La primul sistem înmagazinarea gazelor se face la presiuni joase de 400—500 mm coloană de apă (adică 0,04—0,05 at), pe cînd la sistemul al doilea presiunile obișnuite sînt de 5—7 at. Au fost atinse presiuni de 15—20 at.

Gazele înmagazinate nu vor trebui să aibe o acțiune corosivă asupra oțelului.

În cazul gazelor combustibile, plasarea gazometrului va trebui să se facă respectîndu-se distanțele prescrise pentru evitarea pericolului de explozie. Aceste distanțe, date în tabela 44, sînt în funcție de capacitatea gazometrului și de natura obiectului (clădire sau instalație industrială), față de care se măsoară distanța prescrisă.

Pentru vizitarea și întrebuințarea construcției gazometrului trebuiesc prevăzute la diferite nivele platforme inelare legate între ele prin scări sau ascensoare.

VI. 2. GAZOMETRE CU PRESIUNE CONSTANTĂ ȘI VOLUM VARIABIL

Acest sistem poate fi executat în două alternative:

1) Gazometru umed, cu rezervor de apă și închizători hidraulici.

2) Gazometru uscat, cu piston și închizători cu unsoare lichidă sau consistentă.

Volumul gazometrelor executate după prima soluție este redus și de obicei nu depășește 50 000—60 000 m³. Existența rezervorului de apă și menținerea în stare de perfectă și continuă stare de funcționare a închizătorilor

Tabela 44

Spații intermediare între gazometre și diverse obiecte

Nr. crt.	Denumirea obiectelor de la care se măsoară spațiul intermediar	Gazometre uscate	Gazometre umede			
		Capacitatea gazometrelor, m³				
		≤20 000	>20 000	≤1 000	1 000÷10 000	10 000÷32 000
		Spații intermediare libere, m				
	Obiecte industriale					
1	Clădirile secțiilor industriale, care nu sînt expuse pericolului exploziilor	100	150	40	60	80
2	Clădirile secțiilor industriale, supuse pericolului exploziilor	150	200	50	75	100
3	Instalații de purificare a gazelor, instalații de forță, uzine electrice, instalații de transformatoare, terenuri neacoperite pe care lucrează oameni în mod permanent	100	150	40	60	80
4	Cuptoare care funcționează în aer liber și alte focare deschise	150	200	50	75	100
5	Instalații auxiliare pentru deservirea gazometrelor și locuri de trecere pentru personalul de serviciu din interiorul uzinei	50	60	20	30	40
	Construcții publice					
6	Case de locuit și clădiri de utilitate publică	250	300	100	150	200
7	Localuri administrative și sociale (ale fabricii)	100	150	40	60	80
	Depozite					
8	Depozite de bază, cu combustibil solid, turbă în bulgări sau tăiată, carburant lichid	250	300	100	150	200
9	Depozite de consum cu combustibil și carburanți solizi, turbă în bulgări sau tăiată, combustibil lichid	100	150	40	60	80
	Căi de comunicație					
10	Căi de comunicație de utilitate publică: căi ferate, linii de tramvai, autostrade și drumuri pentru pietoni	100	150	40	60	80
11	Căi de comunicație servind pentru transporturile din interiorul uzinei (căi ferate, linii de tramvai și autostrade)	60	70	40	40	50
12	Căi de comunicație pe ape: distanța de la debarcare sau de la drumul de apă	100	150	40	60	80

Observații: 1) Spațiile dintre gazometre vor fi egale cu suma diametrelor lor.
2) Spațiile dintre gazometre și coșuri vor fi egale cu 1,5 ori înălțimea coșului și cel puțin distanța prevăzută mai sus pentru clădirea industrială deservită de coș.
3) Distanța dintre gazometre și rețeaua aeriană trebuie să fie cel puțin 1,5 ori înălțimea stîlpului de susținere și cel puțin două treimi din deschiderea dintre stîlpii de susținere ai liniei electrice

hidraulici, din cauza pericolului de îngheț, complică exploatarea și mărește cheltuielile de exploatare. De asemenea așa cum se va arăta mai departe, presiunea gazului nu este constantă ci variază în funcție de numărul elementelor ridicate.

Rezervoarele executate după soluția a doua, gazometrele uscate, au avantajul folosirii întregului volum pentru înmagazinarea gazului. Pe lîngă înlăturarea pericolului de îngheț, absența rezervorului de apă reduce în mod

importanț consumul de oțel. În diagrama din fig. 294 este reprezentat consumul de oțel raportat la metru cub capacitate, în funcție de volumul gazometrului.

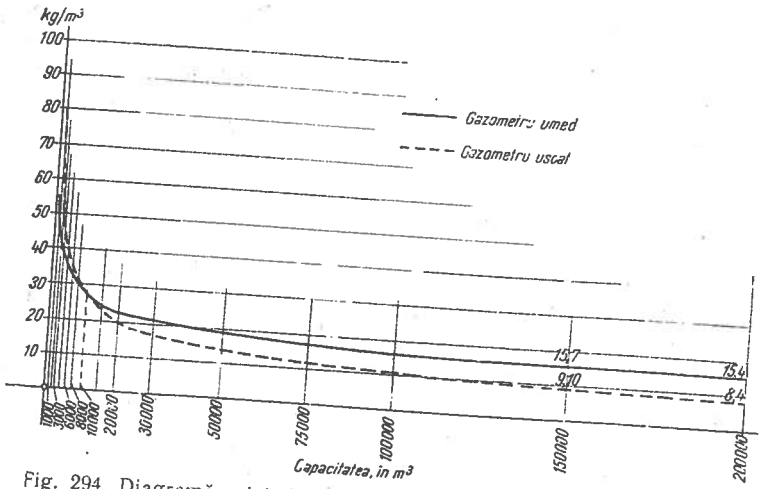


Fig. 294. Diagramă privind consumul de oțel în funcție de capacitatea gazometrului.

Astfel cum rezultă din diagrama, de la un volum de 10 000 m³ în sus, gazometrul uscat necesită o cantitate mai redusă de oțel.

Rezervoarele cu piston se pretează foarte bine pentru volume mari și sînt executate după acest sistem gazometre de 1 000 000 m³.

Față de cele umede, gazometrele uscate mai au în plus următoarele avantaje:

— presiunea pe teren este mult mai mică (din cauza lipsei rezervorului de apă);

— cheltuielile de exploatare sînt mai reduse;

— presiunea gazului este constantă (mici variații sînt cauzate de frecările pistonului pe pereții rezervorului);

— gazul nefiind în contact cu apa, nu-și mărește procentul de umiditate;

— posibilitatea de mărire a capacității gazometrului fără a-l scoate din exploatare.

Toate aceste avantaje adăugate la costul mai redus al construcției, fac ca această alternativă — gazometru uscat — să fie soluția recomandată.

VI. 2. 1. Gazometre umede

Elementele care compun un gazometru umed sînt: rezervorul de apă, clopotul, elementele telescopice și ghidajele (fig. 295).

În fig. 295, *a* este arătată situația unui gazometru gol. Clopotul și elementele telescopice sînt cufundate în rezervorul de apă și sînt așezate pe traverse fixate pe fundul rezervorului. Rezemarea pe grinzi se recomandă pentru ca părțile inferioare ale clopotului și elementelor telescopice să nu intre în noroiul care în mod obișnuit se depune în rezervor. Gazul se introduce prin conducta „*A*". Datorită presiunii gazului clopotul începe să se ridice. O astfel de situație, care corespunde unei umpleri parțiale, este arătată în

fig. 295, *b*. Dacă introducerea gazului continuă, înainte ca clopotul să iasă complet din rezervor antrenează elementul telescopic superior. Această antrenare se face prin elementele închizătorului hidraulic, dintre care o parte sînt fixate de mantaua clopotului, iar cealaltă parte de mantaua elementului telescopic. Închizătorul hidraulic are forma unui jgheab inelar (fig. 296).

Prin ridicarea clopotului și a elementului telescopic acest jgheab va fi umplut cu apă din rezervor. Dacă înălțimea coloanei de apă din jgheab este mai mare ca presiunea gazului, exprimată de asemenea în mm coloană de apă, însemnează că gazul nu va putea ieși afară și deci rostul dintre clopot și elementul telescopic superior este perfect etanș.

În fig. 295, *c* este arătată situația gazometrului umplut complet. Așa cum se vede din figură și al doilea element telescopic este ridicat. Mai departe, elementul inferior nu poate să fie ridicat și deci gazometrul nu mai primește gaz, cursa clopotului fiind limitată prin ghidajele exterioare. Presiunea gazului în fiecare moment poate fi calculată din greutatea elementelor ridicate, raportată la suprafața orizontală a clopotului, reprezentată prin suprafața cercului cu diametru D_c. Presiunea pe fundul închizătorilor hidraulici ridicați nu se ia în considerație, deoarece aceasta este compensată de greutatea apei din închizător.

La gazometrul cu trei elemente telescopice, presiunea gazului, exprimată în mm coloană de apă, în funcție de numărul elementelor ridicate, are următoarele valori:

170 mm . . . la ridicarea clopotului;
230 mm . . . la ridicarea clopotului și a unui telescop;
290 mm . . . la ridicarea clopotului și a două elemente telescopice;
350 mm . . . la ridicarea clopotului și a trei elemente telescopice.

O ridicare a presiunii gazului se poate obține printr-o încărcare suplimentară a clopotului.

În mișcarea lor, clopotul și elementele telescopice trebuie să aibe un mers lin, menținîndu-se perfecta verticalitate, pentru ca etanșeitatea închizătorilor hidraulici să fie asigurată. Această mișcare uniformă este asigurată prin ghidaje exterioare și interioare.

Ghidajele exterioare sînt formate dintr-un număr mare de stîlpi verticali legați în partea lor inferioară de rezervorul de apă, iar deasupra prin grinzi orizontale și contravîntuiri verticale. Clopotul și elementele telescopice sînt conduse între aceste ghidaje verticale prin intermediul unor role fixate de elementele mobile prin console. Lungimea acestor console se determină astfel, ca atunci cînd rezervorul este gol, rolele să nu se atingă.

Înălțimea ghidajelor verticale se fixează în funcție de înălțimea maximă pe care o are gazometrul plin.

Ghidajele interioare sînt formate din grinzi verticale fixate de peretele interior al rezervorului și al elementelor telescopice. Numărul ghidajelor exterioare și interioare se fixează în funcție de diametrul gazometrului. Pentru gazometre de capacitate peste 1 000 m³ numărul ghidajelor interioare se ia de obicei dublu față de cele exterioare.

Ghidajele exterioare formează un sistem spațial care preia încărcările exterioare (în special presiunea vîntului pe gazometru) și le transmite fundațiilor prin intermediul corpului rezervorului.

Ghidajele interioare alcătuiesc în același timp elementele de rigidizare ale inelelor telescopice și ale rezervorului de apă.

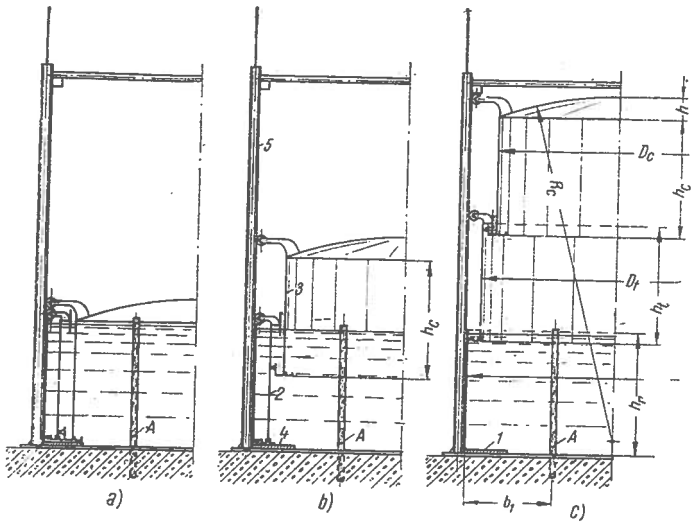


Fig. 295. Gazometru umed:

A — conductă; *a* — gazometru gol; *b* — gazometru umplut parțial; *1* — rezervor; *2* — inel telescopic; *3* — clopot; *4* — traversă de reazem; *5* — ghidaje; *c* — gazometru plin.

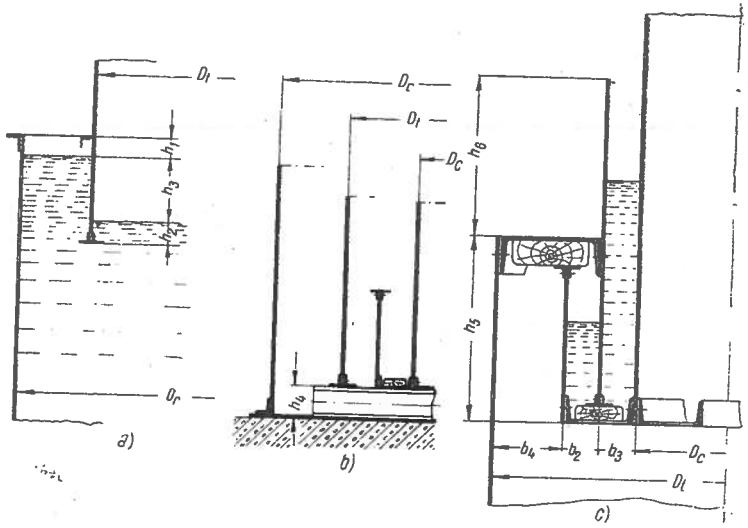


Fig. 296. Închizător hidraulic:

a — poziția ridicată a inelului telescopic inferior; *b* — așezarea inelelor telescopice pe traversa de fund; *c* — funcționarea închizătorului hidraulic.

În tabela 45 sînt date dimensiunile importante ale gazometrelor umede, tipizate în U.R.S.S. după GOST 2908-45. În această tabelă este trecut și numărul ghidajelor exterioare și interioare.

Semnificația dimensiunilor date în tabelă rezultă din figurile 295 și 296. Pînă la o capacitate de 10 000 m³ gazometrul este format din rezervor de apă și clopot și numai pentru o capacitate mai mare, pînă la 32 000 m³, este introdus și un element telescopic.

Raportul între diametru și înălțimea maximă a gazometrului, stabilit pe baza gazometrelor tipizate în U.R.S.S., este de 0,7—1,2.

La gazometrele de capacitate mai mare, pentru ca înălțimea rezervorului de apă să nu rezulte prea mare, numărul elementelor telescopice se majorează.

O economie în consumul de oțel, de 10—15%, se poate obține prin executarea gazometrului cu conduceri helicoidale (fig. 297).

Aceste conduceri sînt formate dintr-un număr mare de șine, cu un profil special, nituite sau sudate pe mantaua inelelor telescopice și a clopotului. Fiecare șină este angajată între două role fixate pe elementul imediat inferior. Șinele sînt montate înclinat, de obicei sub un unghi de 45°, direcția lor alternînd de la un element la altul. Prin această inclinație, elementul mobil este obligat să facă o mișcare de înșurubare, ceea ce-i mărește stabilitatea în timpul ridicării sau coborîrii. Repartizarea șinelor pe clopot și pe inelele telescopice nu este aceeași, deoarece ghidajele unui inel inferior, de exemplu, trebuie să conducă clopotul și toate inelele

Tabela 45

Dimensiunile gazometrelor umede, tipizate în U.R.S.S.

Capacitatea, m³	Rezervor		Clopot			Inel telescopic		Înălțimea maximă	h_1	h_2	h_3	h_4	h_5	h_6	b_1	b_2	h_8	b_4	Diametrul conductei de gaz	Nr. ghidaje		Greutatea totală, t
	D_r	h_r	D_c	h_c	R_c	D_t	h_t													ext.	int.	
100	6 548	4 131	6 138	3 941	10 700	—	—	7 822	30	50	150—400	160	—	—	1 397	—	—	—	200	6	6	16
300	9 414	5 486	8 714	5 296	16 135	—	—	10 532	30	50	150—400	160	—	—	1 437	—	—	—	250	8	8	29
600	13 179	5 486	12 479	5 296	23 347	—	—	10 532	30	50	150—400	160	—	—	1 799	—	—	—	300	8	8	45
1 000	15 076	6 857	14 376	6 667	28 880	—	—	13 274	30	50	150—400	160	—	—	1 516	—	—	—	400	8	16	62
2 400	18 836	10 048	18 136	9 818	35 500	—	—	19 616	50	50	150—400	180	—	—	2 415	—	—	—	500	10	20	122
6 400	28 200	11 610	27 500	11 270	52 442	—	—	22 536	100	100	150—400	240	—	—	2 870	—	—	—	600	10	20	248
10 000	33 730	12 959	32 930	12 619	62 800	—	—	25 228	100	100	150—400	240	—	—	3 865	—	—	—	700	12	24	385
15 000	33 740	10 181	32 110	9 782	61 246	32 940	9 782	28 865	100	100	150—400	300	530	460	3 790	100	100	200	800	12	24	418
22 000	37 500	11 565	35 876	11 145	65 604	36 700	11 145	32 935	120	120	150—400	300	530	460	3 300	100	100	200	900	15	30	588
32 000	45 100	11 500	43 084	11 500	78 000	44 100	11 500	32 740	120	120	150—400	300	530	460	3 450	100	135	225	1 000	16	32	737

Dimensiunile sînt în mm.

telescopice superioare în mișcarea lor. Din acest motiv numărul ghidajelor crește de la un element la altul, de sus în jos, cu circa 50%. De exemplu, dacă pe clopot se fixează 24 șine, pe inelul imediat inferior se prevăd 36, pe următorul 48 etc.

Rolele de conducere trebuie să permită o reglare ulterioară atît tangențială cît și radială, pentru ca mișcarea elementelor mobile ale gazometrului să se facă cît mai uniform și fără șocuri.

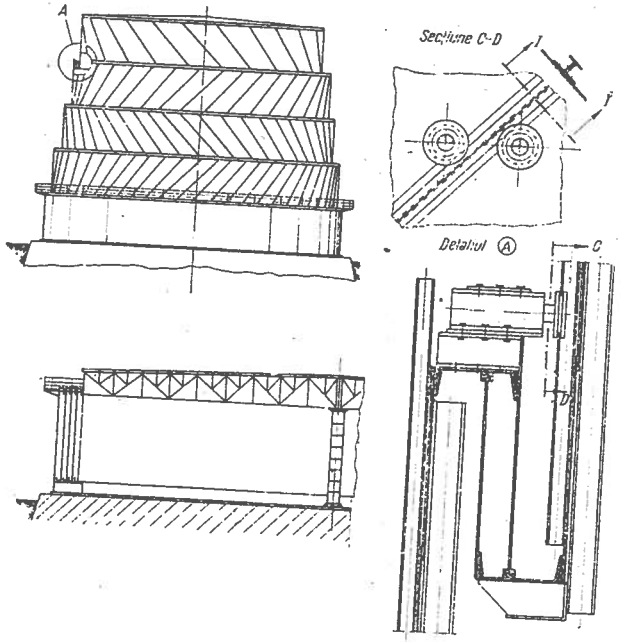


Fig. 297. Gazometru cu conducere elicoidală.

Acoperișul clopotului, din cauza diametrului mare al gazometrului din fig. 297, este susținut prin ferme radiale asamblate la mijloc pe un montant central. Tot din cauza deschiderii mari a fermelor, la mijloc este prevăzut un stîlp cu o înălțime egală cu a rezervorului de apă, pe care se reazemă fermele în cazul gazometrului gol. În această situație, cea mai defavorabilă pentru dimensionarea fermelor, deschiderea este redusă, deci la jumătate. Așa cum se va arăta, acest stîlp central va putea fi folosit și pentru susținerea dispozitivului de montaj.

La calculul gazometrului ca încărcări intervin următoarele:
- greutatea proprie;
- presiunea interioară a gazului;
- presiunea apei din rezervor;
- greutatea și presiunea apei din închizătorii hidraulici;
- încărcarea suplimentară pe clopot, pentru obținerea unor presiuni mai mari;
- acțiunea vîntului pe gazometru;
- încărcarea cu zăpadă, considerată pe tot acoperișul clopotului sau numai pe jumătate de acoperiș.

Primele cinci încărcări intră în categoria încărcărilor fundamentale, iar ultimile două sînt încărcări suplimentare.

Fiecare element se dimensionează la cea mai defavorabilă combinație a acestor încărcări.

1. **Rezervorul de apă.** Rezervorul de apă al gazometrului este un rezervor cilindric cu fundul plat, fără capac (fig. 298).

Această parte a gazometrului este umplută complet cu apă și deci nu servește ca spațiu de înmagazinare a gazului. În cazul gazometrelor de capacitate mare, rezultă pentru tabla peretelui rezervorului grosimi mari, din care cauză sistemul este neeconomic. De exemplu, pentru un gazometru de 32 000 m³ capacitate, grosimea necesară a tablelor virolei inferioare, calculată în stadiul de membrană, rezultă:

$$t = \frac{p \cdot D}{2 \cdot \sigma_a} + \Delta = \frac{1\,150 \times 0{,}001 \times 4\,510}{2 \times 1\,400} + 1{,}5 = 20\ \text{mm}.$$

Dimensiunile gazometrului sînt luate din tabela 45.

Grosimea maximă de tablă recomandată, avînd în vedere o bună nituire sau o sudură de bună calitate, este limitată la circa 30 mm.

Pentru a reduce consumul de oțel, s-a încercat a se înlocui mantaua cilindrică printr-o suprafață cu dublă curbură (fig. 299).

Această soluție complică însă execuția și complică de asemenea fixarea ghidajelor exterioare și execuția celor interioare.

O soluție mai economică o reprezintă cea indicată în fig. 300, la care rezervorul este înlocuit printr-un șanț inelar, executat din beton armat.

Etanșeitatea construcției de beton armat trebuie să fie foarte bună (se poate obține printr-o cămașe metalică) și instalația trebuie să fie prevăzută cu o stație automată de pompe, care să asigure în permanență nivelul minim al apei în șanțul rezervor.

Construcția metalică a rezervorului poate să fie sudată sau nituită. La nivelul superior, rezervorul este prevăzut cu o grindă inelară care asigură rigiditatea corpului și servește în același timp ca platformă de vizitare. Această grindă orizontală este susținută de ghidajele interioare.

Îmbinările verticale ale tablelor care alcătuiesc virolele rezervorului trebuie să fie decalate astfel, ca să nu fie acoperite de ghidajele verticale.

Pentru mantaua cilindrică ca și pentru fund sînt valabile toate indicațiile constructive date la cap. V.

2. **Clopotul.** Clopotul este format din mantaua cilindrică și capac.

Acoperișul se execută din grinzi curbe pe care se reazemă o învelitoare din tablă de 2—3 mm grosime. Grinzile curbe sînt prinse la mijloc într-un inel executat din același profil laminat, iar la margini într-o grindă de centură, care preia împingerea orizontală a acoperișului.

Efortul axial din grinda de centură se calculează din relația (5.82) unde q reprezintă presiunea gazului, în kg/m², din care s-a scăzut greutatea acoperișului clopotului de asemenea în kg/m².

Acest efort trebuie să fie inferior efortului care rezultă din relația (5.224).

Din secțiunea acestei grinzi se consideră că fac parte și porțiuni din tabla capacului și a peretelui vertical (v. cap. V). Aceste table dispuse la periferia acoperișului și care alcătuiesc prima virolă a peretelui vertical, se iau de grosimi mai mari — 6÷10 mm — în funcție de capacitatea gazometrului. Trecerea de la grosimea mai mare la cea de 2—3 mm a acoperișului nu se face direct, ci prin intercalarea unor grosimi intermediare.

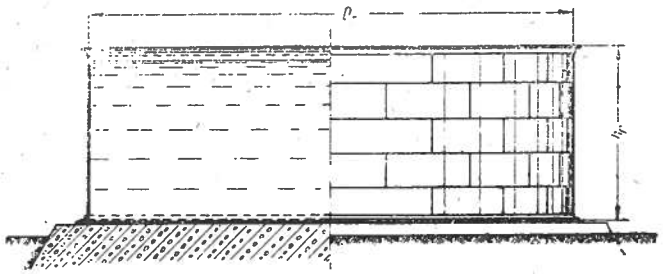


Fig. 298. Rezervorul de apă.

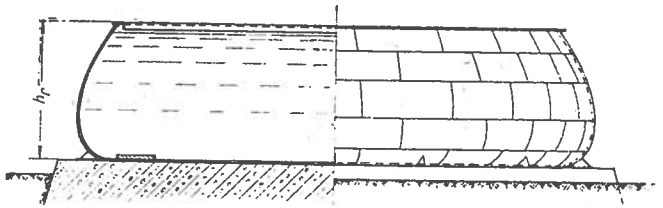


Fig. 299. Rezervorul de apă cu manta cu dublă curbură.

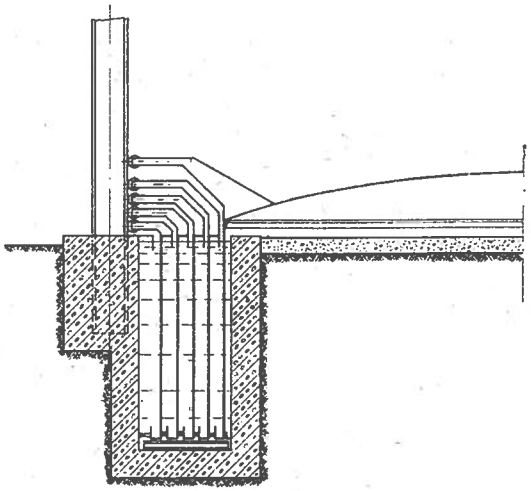


Fig. 300. Rezervorul de apă executat în formă de șanț inelar.

Cînd diametrul clopotului este mare (cazul gazometrelor de capacitate mai mare), învelitoarea poate fi susținută de ferme așezate radial, așa cum s-a arătat în fig. 297.

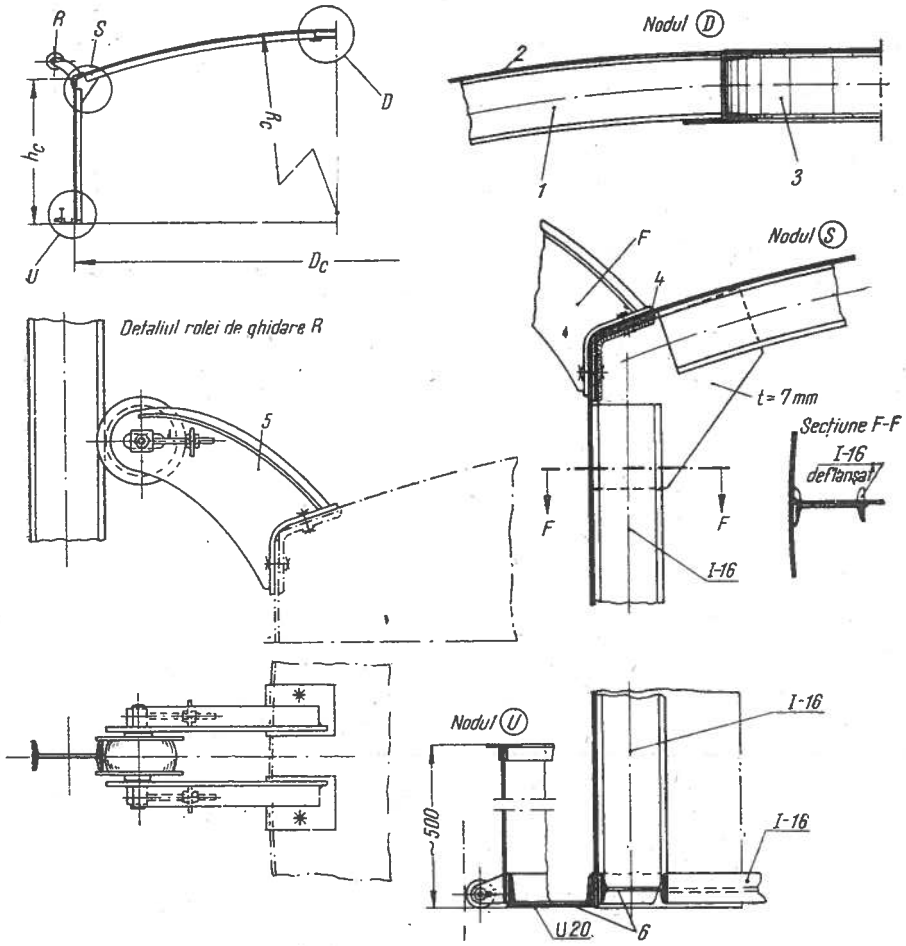


Fig. 301. Clopotul gazometrului:
1 — grindă curbă; *2* — învelitoare; *3* — grindă inelară; *4* — grindă de centură; *5* — consolă; *6* — grindă inelară inferioară.

Fermele trebuie verificate la două ipoteze de încărcare:

a) *Gazometru gol.* Încărcarea verticală descendentă preluată de ferme este compusă din:

— greutatea proprie a fermelor și a învelitorii clopotului;

— încărcarea cu zăpadă;

— încărcarea eventuală cu balast, necesară ridicării presiunii gazului.

b) *Gazometru plin.* Încărcarea verticală ascendentă, preluată de ferme, este compusă din:

— presiunea gazului din care se scade greutatea proprie a fermelor și a învelitorii clopotului.

La nivelul inferior al clopotului este așezată o grindă inelară care dă peretelui lateral rigiditatea necesară.

Această grindă este formată de obicei dintr-un profil U, așezat în exterior și un profil dublu T așezat în interior, ambele profile fiind culcate (fig. 301). Profilul U exterior alcătuiește fundul închizătorului hidraulic. Între grinda de centură superioară și profilul I al grinzii inferioare sînt dispuse verticale care rigidizează mantaua verticală a clopotului. Numărul acestor verticale se ia egal cu numărul ghidajelor interioare din rezervor.

Tabla peretelui se execută cu grosimi de 2,5—3 mm, cu excepția virolelor inferioare și superioare, care se execută cu grosimi mai mari (de 6—10 mm). La margini, pe tabla acoperișului se fixează consolele care susțin rolele de ghidare ale clopotului.

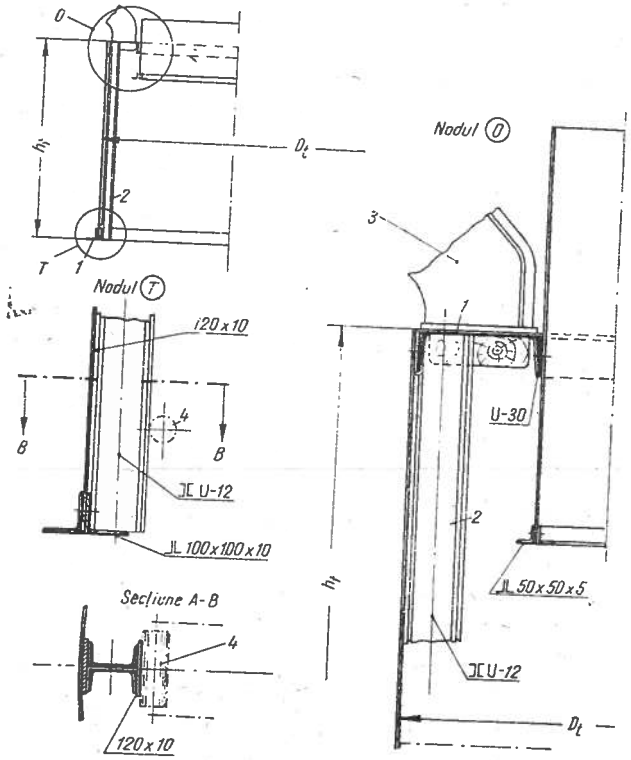


Fig. 302. Inel telescopic:
1 — tălpi orizontale; *2* — grinzi verticale; *3* — consolă pentru susținerea rolei de ghidare superioare; *4* — rolă de ghidare inferioară.

3. **Elementele telescopice.** Un element telescopic este format din două grinzi inelare, așezate la nivelul superior și inferior al elementului, pe care se reazemă tabla peretelui vertical. Cele două grinzi orizontale sînt legate între ele prin grinzi verticale, care reprezintă ghidajele interioare ale elementului superior (fig. 302).

Grinzile inelare, superioară și inferioară, formează în același timp închizătorii hidraulici de la cele două nivele. Peretele vertical se execută din table de 3 mm grosime, cu excepția virolei inferioare și superioare care se execută cu grosimi de 6—8 mm. În partea superioară a inelului și în dreptul unei grinzi verticale se fixează pe peretele lateral consolele rolelelor de ghidare.

4. **Ghidajele.** Ghidajele exterioare sînt formate din stîlpi verticali legați între ei prin orizontale și diagonale. Calculul acestui sistem se poate conduce astfel cum s-a arătat în cap. V. 3. 6. Pentru gazometre mai mici stîlpii vor fi executați dintr-o traversă dublu T. Pentru capacități mai mari trebuie executați stîlpi cu zăbrele, secțiunea cea obișnuită fiind cea arătată în fig. 303.

Diagonalele contravîntuirii verticale precum și grinzile orizontale se așază în cei doi pereți ai stîlpului, astfel cum este indicat în fig. 303.

Ghidajele interioare lucrează ca grinzi simplu rezemate între cele două centuri orizontale ale inelului telescopic, încărcate cu reacțiunea orizontală a elementului mobil superior (element telescopic sau clopot).

Această reacțiune și momentul maxim în grinda verticală se pot calcula astfel:

Se înseamnă cu w forța din vînt pe corpul cilindric mobil pe o înălțime egală cu 1 m. Presupunînd că această forță se repartizează pe ghidajele interioare ca funcție de cosinusul unghiului pe care raza care unește ghidajul respectiv îl face cu direcția vîntului, pentru ghidajul cel mai încărcat (aflat pe direcția vîntului) se obține:

$$p_v = p_0 \frac{2 \cdot \pi \cdot r}{n} \qquad (6.1)$$

unde n reprezintă numărul total al ghidajelor interioare, iar p_0 rezultă din relația:

$$2 \int_0^{\frac{\pi}{2}} r \cdot p_0 \cdot \cos^2 \varphi \cdot d\varphi = w, \qquad (6.2)$$

de unde:

$$p_0 = \frac{2 \cdot w}{r \cdot \pi}$$

și deci:

$$p_v = \frac{4 \cdot w}{n}. \qquad (6.3)$$

Reacțiunea clopotului pe ghidajul considerat va fi (fig. 304):

$$H_v = p_v \frac{x^2}{2 \cdot h},$$

iar momentul:

$$M = p_v \frac{x^2}{2 \cdot h} \cdot \frac{x(h-x)}{h} = p_v \frac{1}{2 \cdot h^2} (h \cdot x^3 - x^4).$$

Momentul maxim rezultă pentru:

$$x = \frac{3 \cdot h}{4}; \qquad M_{max} = 0{,}052 \cdot p_v \cdot h^2. \qquad (6.4)$$

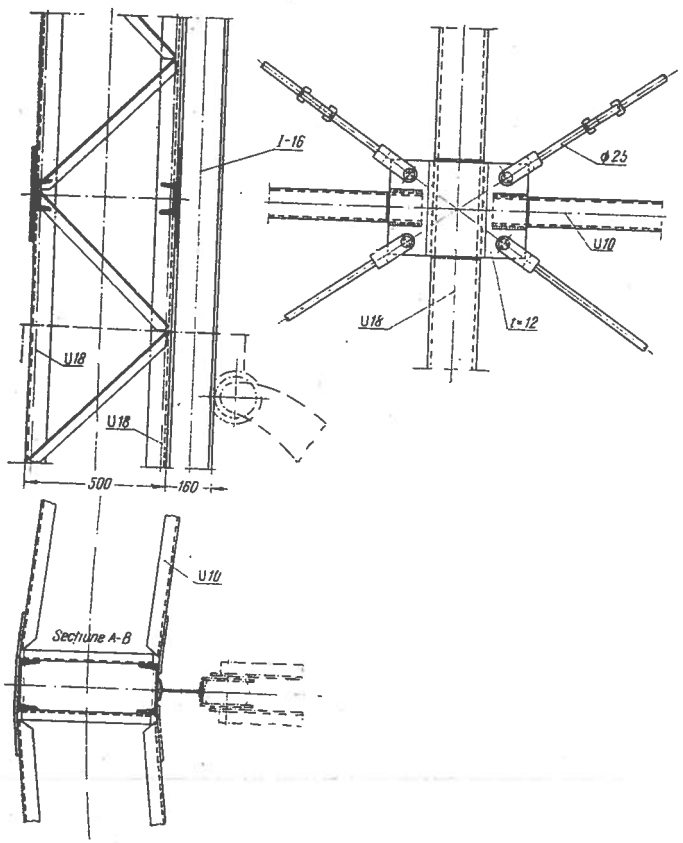


Fig. 303. Ghidaje exterioare.

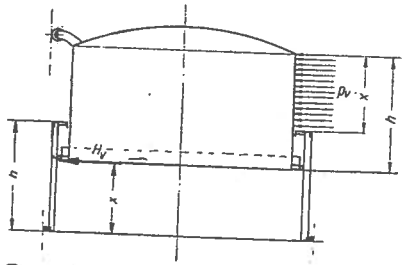


Fig. 304. Schemă de calcul pentru ghidajele interioare.

Secțiunea ghidajelor interioare se ia de obicei un dublu T sau formată din două profiie U, legate cu platbande.

Platformele create pe grinzile orizontale ale ghidajelor exterioare trebuie prevăzute cu parapete. Cu terenul și între ele aceste platforme sînt legate prin scări.

5. **Execuția și recepția gazometrului.** Elementele principale ale gazometrului: rezervorul, clopotul și elementele telescopice pot fi executate în construcție nituită sau sudată. Alternativa „construcție nituită" este de obicei folosită pentru executarea acestor elemente, pe de o parte, din cauza grosimilor mici ale tablelor și pe de altă parte, deoarece din cauza dimensiunilor mari ale gazometrului toate îmbinările tablelor se execută la șantier.

Totuși, cu metodele moderne de sudură se pot realiza și construcții sudate.

În cazul nituirii, între piesele asamblate se introduce o garnitură de in îmbibată cu miniu de plumb în soluție de ulei de in. În construcție sudată se execută ghidajele exterioare și interioare, închizătoarele hidraulice, platformele, scările etc.

Ca fundație a gazometrului se poate folosi o fundație de nisip bine bătut, cu o înclinație de la centru spre exterior de 1/200. Peste stratul de nisip se recomandă așezarea unui strat de bitum (v. cap. V). Acest sistem poate fi întrebuințat la gazometre de capacitate redusă.

La gazometrele de capacitate mare fundația se execută din beton armat sub forma unui inel de-alungul perimetrului rezervorului, fundul fiind așezat pe nisip sau pe o placă de beton sau de beton armat.

Înainte de darea în exploatare, gazometrul trebuie să fie recepționat. Recepția constă în următoarele:

a) controlul dimensiunilor principale ale elementelor gazometrului și verificarea verticalității;

b) verificarea rezistenței și etanșeității îmbinărilor. Această verificare se face inițial (în atelier) asupra diferitelor elemente și final asupra gazometrului montat. Ultima probă se face pompînd în gazometru aer comprimat. Proba trebuie să fie repetată de cel puțin trei ori. La această probă se observă și funcționarea gazometrului, poziția elementelor mobile față de axa verticală și devierea de la verticală a ghidajelor;

c) verificarea etanșeității întregului gazometru. Această probă constă în determinarea pierderilor de aer prin măsurători zilnice a gazometrului umplut cu aer comprimat. Proba durează minimum 168 ore. Volumele măsurate se aduc la condițiile normale prin corecția privind variația presiunii barometrice B și aceea a vaporilor de apă din aer p_v.

$$V_0 = V_t \cdot \frac{273\,(B - p_v + p)}{760\,(273 + t^\circ)}, \text{ în m}^3, \qquad (6.5)$$

unde:

V_0 este volumul normal al aerului uscat la 0° și la o presiune normală (760 mm col. Hg);

V_t — volumul măsurat al aerului din gazometru la temperatura t°, la presiunea barometrică B și la o presiune medie p a aerului din gazometru.

Pierderea de gaz, care nu va trebui să depășească 2% din volumul ocupat de gaz, se stabilește prin înmulțirea pierderii de aer cu raportul $\sqrt{\frac{\gamma_{aer}}{\gamma_{gaz}}}$.

VI. 2. 2. Gazometre uscate

Elementele din care este format un gazometru uscat sînt: corpul gazometrului și pistonul (fig. 305).

Corpul gazometrului este un rezervor cilindric vertical. În interiorul cilindrului se mișcă liber un piston, care prin greutatea sa creează presiunea gazului din gazometru.

De obicei, greutatea proprie a pistonului este sporită printr-o încărcare suplimentară. Spațiul dintre piston și peretele gazometrului este închis printr-un dispozitiv numit închizător și care trebuie să îndeplinească următoarele condiții:

a) să asigure o etanșeitate perfectă;

b) să dea naștere la frecări cît mai mici, pentru ca mișcarea pistonului la introducerea sau la scoaterea gazului din gazometru să fie cît mai uniformă și lină;

c) uzura materialului (ne referim în special la pereții gazometrului) să fie neînsemnată pentru un timp de funcționare foarte îndelungat.

Aceste condiții sînt realizate printr-un inel elastic, fixat pe circumferința pistonului și presat cu ajutorul unor contragreutăți pe peretele gazometrului. Pentru asigurarea etanșeității și reducerea frecărilor și uzurii, între acest inel și peretele gazometrului se menține în permanență o pînză de unsoare lichidă care se scurge spre fundul rezervorului, de unde este repompată, sau în construcția închizătorului se introduce un strat de unsoare consistentă.

Pentru asigurarea unei mișcări uniforme a pistonului, acesta este prevăzut cu un număr mare de role de ghidare, așezate la unul sau la două nivele și care rulează pe șine de o formă specială, fixate pe mantaua gazometrului.

Spațiul de deasupra pistonului trebuie să fie foarte bine ventilat, deoarece micile scăpări de gaz, inevitabile, provoacă cu aerul din acest spațiu un amestec explozibil. Pentru aceasta:

— în peretele lateral al gazometrului, deasupra poziției cea mai ridicată a pistonului, se așază țevi de ventilație;

— în partea superioară a acoperișului, la mijloc, se așază un luminător care în același timp luminează spațiul de deasupra pistonului;

— în virolele superioare, deasupra țevilor de ventilație, se prevăd ferestre și jaluzele (fig. 306).

Țevile de ventilație înlătură în același timp pericolul de supraîncărcare a gazometrului. În cazul cînd pistonul este ridicat peste poziția maximă, orificiile țevilor de ventilație devin libere și surplusul de gaz este evacuat în exterior.

Pentru inspectarea spațiului de deasupra pistonului se prevede o scară din lanț, întinsă cu o contragreutate și care la gazometrele de capacitate mare este dublată cu un ascensor. Sînt de asemenea folosite scări articulate, care se strîng sau se desfac după cum pistonul se ridică sau coboară.

În exterior se prevede o scară care atinge platformele exterioare, fixate pe corpul gazometrului și care se așază la distanțe de circa 12 m una de alta. La gazometrele de capacitate mare, scările exterioare sînt dublate cu un ascensor. Platformele exterioare servesc la inspectarea și întreținerea construcției gazometrului.

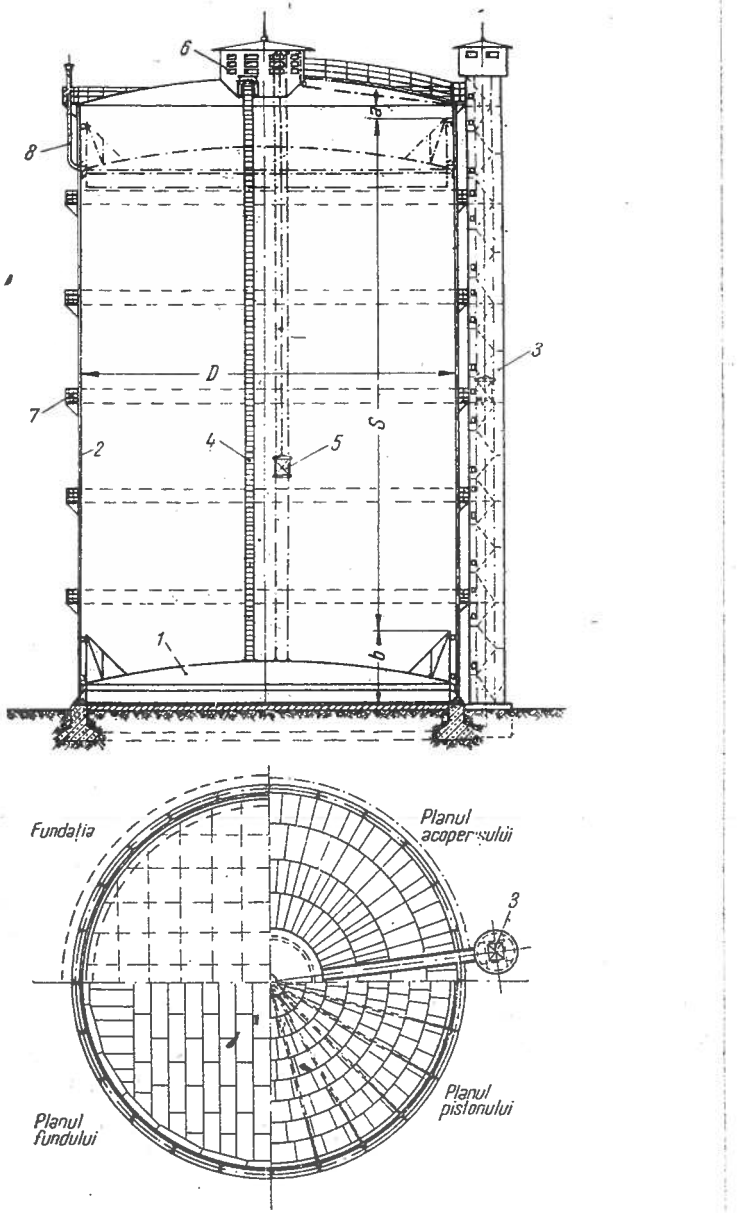


Fig. 305. Gazometru uscat:

1 — piston; *2* — corpul gazometrului; *3* — casa scării și ascensorului exterior; *4* — scară interioară; *5* — ascensor interior; *6* — lanternon; *7* — platforme; *8* — țevi de ventilație.

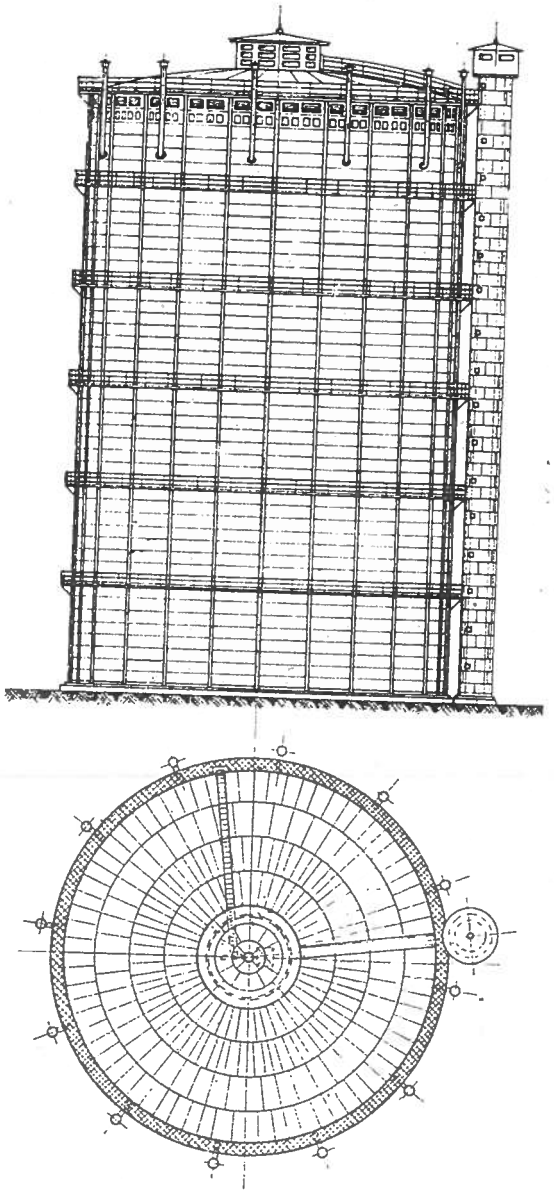


Fig. 306. Gazometru uscat, ansamblu general.

În tabela 46 sînt date dimensiunile principale ale gazometrelor uscate, tipizate în U.R.S.S.

Tabela 46

Dimensiunile gazometrelor uscate, tipizate în U.R.S.S.

Capacitatea, m³	Înălțimea H	Diametrul D	Cursa pistonului s	Poziția rolei superioare a pistonului față de		Presiunea gazului mm col. de apă		Diametrul conductei de gaz	Greutatea totală, t
				capacul gazometrului a	fundul gazometrului b	fără încărcare suplimentară	cu încărcare suplimentară		
10 000	31 185	22 842	25 200	1 235	4 750	233	400	600	314
20 000	35 640	28 552	28 516	1 549	5 575	208	400	800	421
30 000	47 090	30 420	39 668	1 558	5 864	187	400	900	528
50 000	60 885	34 260	52 959	1 566	6 275	168	4 0	1 120	738
100 000	71 500	44 800	62 000	1 800	7 700	159	400	1 120	1 122

Încărcările care acționează asupra elementelor gazometrului sînt:

— greutatea proprie;
— presiunea interioară a gazului;
— încărcarea suplimentară pe piston;
— acțiunea vîntului;
— încărcarea din zăpadă pe acoperișul gazometrului;
— încărcarea utilă pe platformele și scările exterioare și interioare.

Cu excepția încărcărilor din vînt și zăpadă, care sînt considerate încărcări suplimentare, celelalte sînt încărcări fundamentale.

1. **Corpul gazometrului.** Corpul gazometrului este format din fund, mantaua cilindrică și acoperiș.

Fundul se execută din table dreptunghiulare, de 4—5 mm grosime, pe margini avînd segmenți tăiați din table cu o grosime ceva mai mare (5—6 mm). Modul de așezare al tablelor fundului unui gazometru cu o capacitate de 100 000 m³, în construcție nituită, este arătat în fig. 307.

Mantaua cilindrică executată din table subțiri (5—6 mm), este fixată de o carcasă metalica formată din stîlpi verticali și elemente orizontale. Toate îmbinările verticale ale tablelor sînt plasate pe stîlpii verticali ai carcasei, tablele fiind așezate cap la cap (fig. 308, *a*).

Îmbinările orizontale, între virole, sînt plasate pe orizontalele carcasei, virolele fiind așezate de asemenea cap la cap. În soluția din fig. 308, *b* orizontala este executată dintr-un profil U, așezat vertical, iar în fig. 308, *c* dintr-un profil U culcat și o cornieră.

Așezarea cap la cap a tablelor și virolelor este cerută de buna funcționare a pistonului. Tot din acest motiv, toate capetele interioare ale niturilor se execută inecate.

Spațiile libere dintre table se umplu cu plumb moale prin ștemuire.

Stîlpii verticali se dimensionează la efortul axial maxim, care se obține din greutatea proprie a gazometrului, din încărcarea cu zăpadă a acoperișului și a platformelor și din acțiunea vîntului.

$$N_{max} = N_g + N_z + N_v. \qquad (6.6)$$

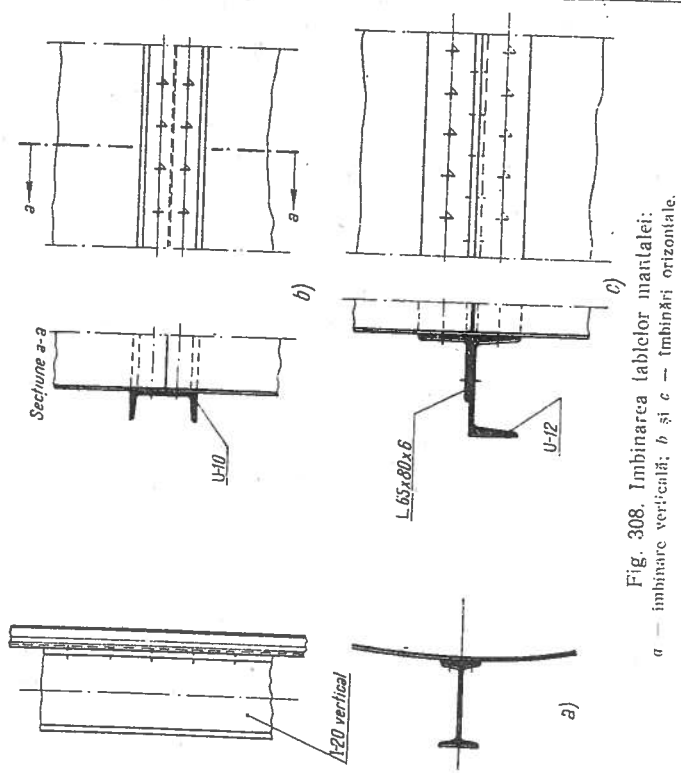


Fig. 308. Îmbinarea tablelor manalei:
a — îmbinare verticală; *b* și *c* — îmbinări orizontale.

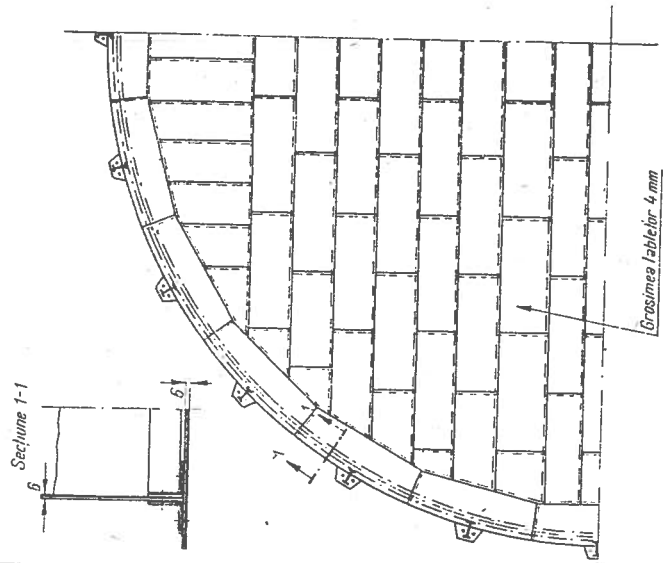


Fig. 307. Fundul gazometrului.

Efortul axial din vînt N_v se poate calcula din relația:

$$N_v = \frac{2 \cdot M_v}{r_0 \cdot n}, \qquad (6.7)$$

unde:

M_v este momentul din vînt calculat față de nivelul inferior al gazometrului, r_0 raza cercului orizontal care trece prin centrul stîlpilor, iar n numărul total al stîlpilor.

Mantaua cilindrică se prinde de tablele fundului printr-un inel format din două corniere. Corniera exterioară se întrerupe în dreptul stîlpului vertical, care se conduce pînă la tabla fundului, de care se prinde. În apropierea stîlpului tabla fundului este fixată de inelul de fundație cu buloane de ancoraj (fig. 309).

Tabla platformelor orizontale se reazemă pe orizontala carcasei de la nivelul respectiv și pe un longeron circular, așezat în capătul unei console, fixată de stîlpul vertical (fig. 310).

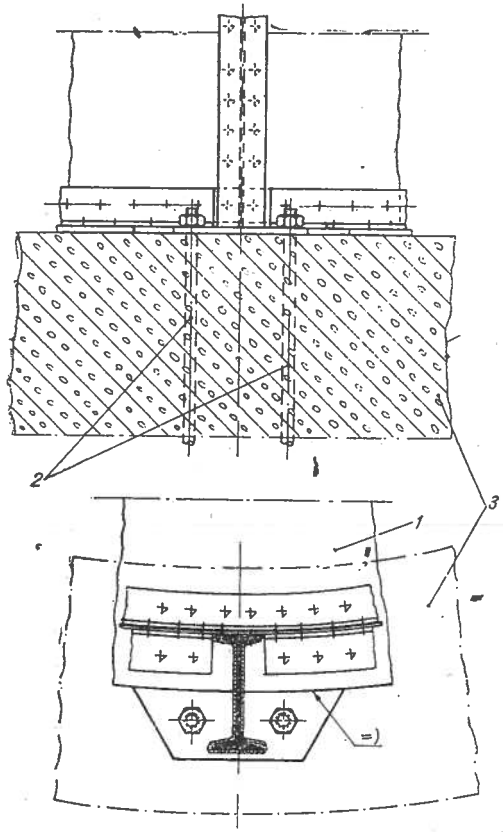


Fig. 309. Fixarea stîlpilor:
1 — tabla fundului; *2* — buloane de ancoraj; *3* — inelul de fundație.

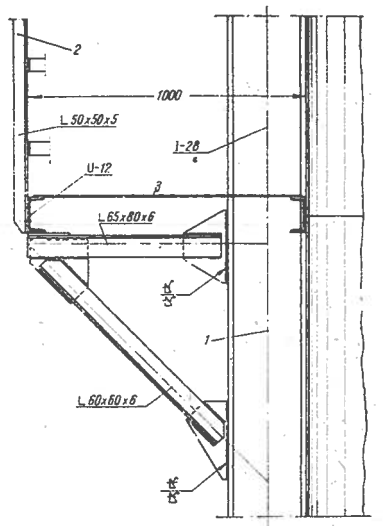


Fig. 310. Platformă exterioară:
1 — stîlp; *2* — parapet; *3* — tabla platformei.

Acoperișul gazometrului este format dintr-un număr mare de căpriori curbi, așezați radial și legați între ei prin pane circulare executate din același profil sau din profile mai mici, avînd însă același nivel superior. Pe căpriori și pane se reazemă învelitoarea executată din tablă subțire de 2,5—3 mm grosime. Între pane sînt dispuse radial corniere de rigidizare,

deasupra cărora se aşază îmbinările longitudinale ale tablelor. Îmbinările transversale se plasează deasupra panelor circulare.

La mijloc, căpriorii sînt prinşi într-o grindă inelară pe care se reazemă şi stîlpii luminătorului (fig. 311, v. nodul *A*).

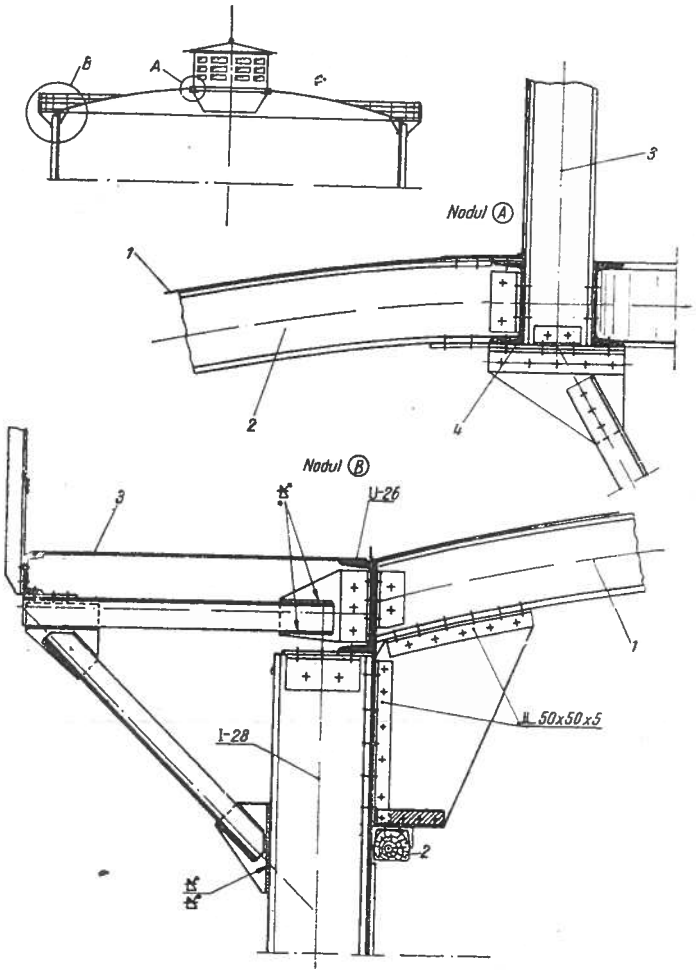


Fig. 311. Detalii la acoperiş:
Nodul *A*; *1* — învelitoarea; *2* — căprior curb; *3* — stîlpul lanternoului; Nodul *B*; *1* — căprior; *2* — tampon; *3* — inima grinzii orizontale.

La margini, căpriorii se prind de mantaua cilindrică prin gusee verticale, care susţin şi tampoanele care limitează cursa pistonului. Împingerea orizontală a acoperişului este preluată de o grindă orizontală, aşezată în exterior şi care formează în acelaşi timp platforma superioară (fig. 311, v. nodul *B*).

2. **Pistonul.** Pistonul are aceeaşi formă şi principial acelaşi sistem de rezistenţă ca şi acoperişul. Împingerea orizontală a căpriorilor este preluată

de o grindă inelară, de care sînt fixate traverse verticale, care susţin elementele închizătorului şi rolele de ghidare (fig. 312).

Reducerea împingerii orizontale a căpriorilor se poate obţine prin introducerea unor tiranţi orizontali, aşezaţi în planul vertical al căpriorilor şi suspendaţi din loc în loc de căpriori.

O altă soluţie de executare a scheletului de rezistenţă a pistonului este de a folosi ferme cu zăbrele aşezate radial (fig. 313), mantaua pistonului fiind fixată de talpa inferioară a fermelor şi de pane circulare.

De montanţii finali ai fermelor se prind închizătorul şi rolele de ghidare ale pistonului.

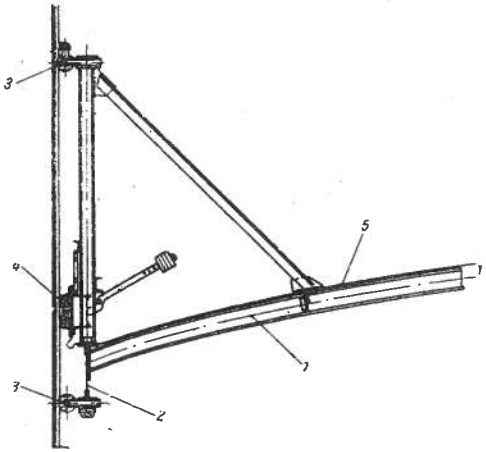


Fig. 312. Piston cu bare curbe şi grindă inelară:
1 — căprior; *2* — grindă inelară; *3* — rolă de ghidare; *4* — dispozitiv de etanşare; *5* — mantaua pistonului.

În fig. 314, *a* este arătat sistemul unui închizător care funcţionează cu unsoare consistentă. Inelul elastic este format din ţesături cauciucate şi vulcanizate, aşezate deasupra şi dedesuptul unui inel de lemn. Spaţiul dintre inelul de lemn şi peretele corpului, închis de cele două straturi de ţesături, este umplut cu unsoare consistentă care asigură etanşeitatea rostului dintre

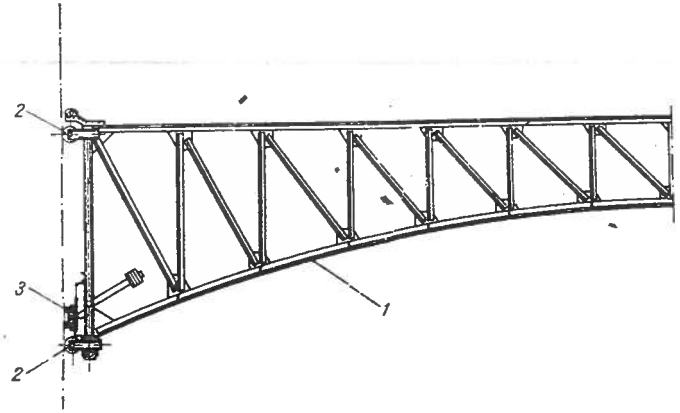


Fig. 313. Piston susţinut de ferme.
1 — mantaua pistonului; *2* — role de ghidare; *3* — dispozitiv de etanşare.

piston şi corpul gazometrului. Inelul este presat în diferite puncte pe peretele corpului printr-un sistem de pîrghii acţionate de contragreutăţi.

Soluţii pentru închizătorul cu unsoare lichidă sînt arătate în fig. 314, *b* şi 314, *c*.

La soluția din fig. 314, *b*, între peretele cilindric al corpului și piston se formează un jgheab, închis în partea inferioară printr-o bandă de oțel, prinsă articulat de piston și presată pe peretele corpului prin contragreutăți așezate din loc în loc. Jgheabul este umplut în permanență cu bitum, care se prelinge

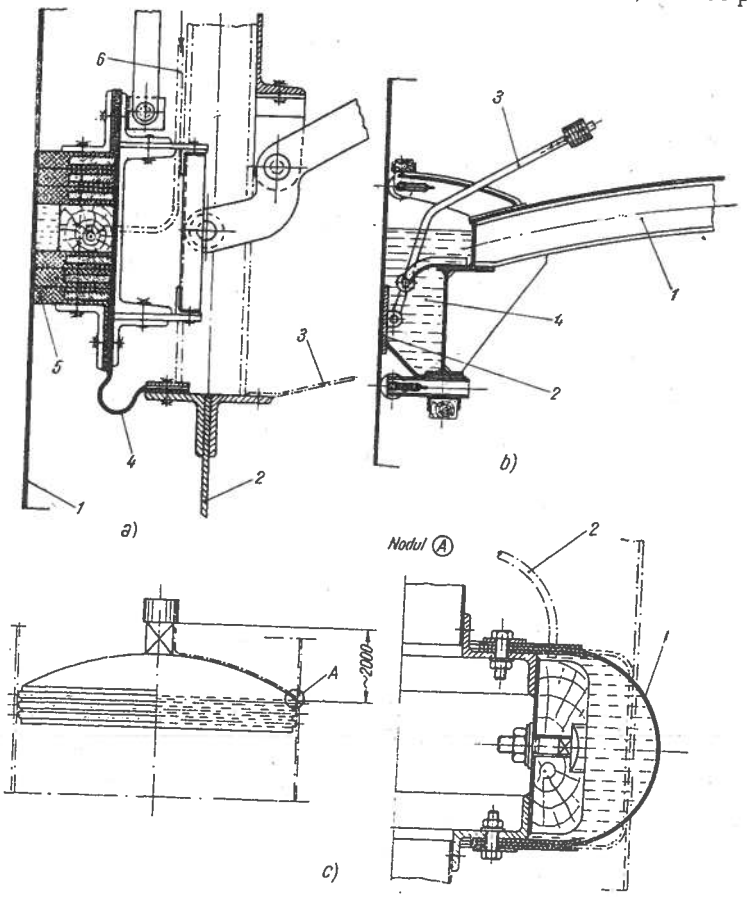


Fig. 314. Sisteme de etanșare:
a — închizător cu unsoare consistentă; *1* — peretele gazometrului; *2* — grinda inelară; *3* — mantaua pistonului; *4* — tablă de oțel; *5* — țesături cauciucate; *6* — conductă pentru unsoare; *b* — închizător cu unsoare lichidă; *1* — bară curbă; *2* — bandă de oțel; *3* — contragreutate; *4* — bitum; *c* — închizător cu burduf; *1* — burduf din piele; *2* — conductă pentru unsoare.

prin micile interspații dintre bandă și perete, închizîndu-le etanș. Bitumul prelins se adună într-un jgheab colector, de unde este repompat în închizător.

Bitumul întrebuințat trebuie să aibe o temperatură de coagulare scăzută (—24 °C) o temperatură de fierbere ridicată, (250 °C) și să nu conțină hidrocarburi, libere, praf, naftalină, iar antracen numai un procent redus.

La soluția din fig. 314, *c* închiderea spațiului dintre piston și peretele corpului se realizează prin trei manșoane executate din piele și fixate de piston la trei nivele diferite. Manșonul se poate deforma, astfel că suprafața

exterioară a manșonului se aplică bine pe peretele corpului. În interior manșonul este umplut cu unsoare lichidă, ulei mineral aflat la o mică presiune. Uleiul pătrunde prin porii manșonului de piele și se prelinge în jos îmbunătățind etanșeitatea și reducînd frecările pistonului. Ca și la soluția precedentă uleiul adunat la fundul gazometrului este repompat în rezervorul de ulei.

3. **Execuția și recepția.** Principiul sînt valabile observațiile făcute la gazometrele umede. Toleranțele privind execuția sînt însă mult mai reduse. De exemplu nu sînt admise devieri de la verticală a verticalelor carcasei corpului iar devierea de la forma cilindrică a corpului nu trebuie să depășească 1/2 500 din diametrul gazometrului.

Recepția se face în etapele descrise la gazometrele umede. În afară de etanșeitatea construcției se urmărește și buna funcționare a pistonului care trebuie să aibe un mers lin, fără tresăriri și înclinări. Inclinația maximă admisă față de verticală a pistonului este de 1/500 din diametrul gazometrului.

Variațiile presiunii admise la schimbarea sensului mișcării pistonului sînt:

15—40 mm coloană de apă, cînd se folosește un închizător cu unsoare consistentă;

5—15 mm coloană de apă, cînd închizătorul funcționează cu unsoare lichidă.

VI. 2. 3. Montajul gazometrelor

Montajul gazometrelor este o problemă dificilă, din cauza dimensiunilor mari (diametru și înălțime) ale acestor construcții.

La gazometrele umede se poate aplica următorul sistem de montaj:

Se montează mai întîi fundul și apoi pereții rezervorului de apă. Acest montaj se poate executa cu o macara cu braț, mobilă, care lucrează din exterior. Pe platforma superioară a rezervorului de apă, care are de obicei dimensiuni mari, se poate monta calea de rulare a unei macarale tip compas

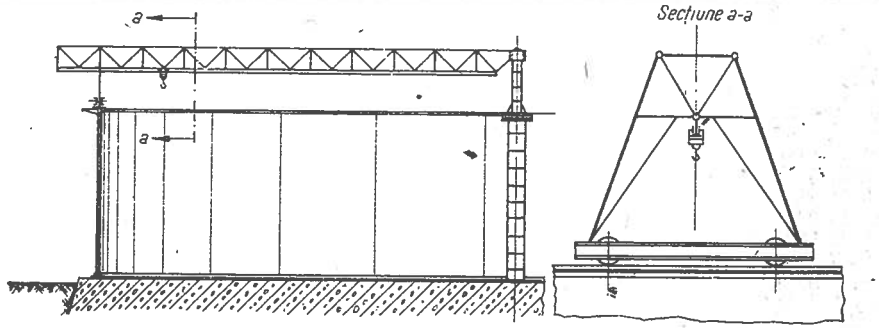


Fig. 315. Macara compas.

(fig. 315). Această macara este de fapt o macara semiportal, prinsă articulat pe un stîlp central, în jurul căruia se poate roti. Stîlpul central poate să fie montat numai pentru acest scop, sau poate să fie menținut în construcția gazometrului, în vederea susținerii fermelor cînd gazometrul este gol.

Pe talpa inferioară a grinzii principale sau pe o grindă de rulare specială, rulează dispozitivul de ridicare, care prin rotirea podului şi deplasarea dispozitivului pe grindă poate să atingă orice punct al gazometrului. Eventual calea de rulare poate fi prelungită şi în afara gazometrului, pentru ridicarea materialelor din exterior şi mutarea schelelor exterioare.

La gazometrele uscate, montarea elementelor se face în următoarea ordine: fundul, pistonul, pereţii laterali, acoperişul şi apoi închizătorii. Montajul poate fi executat cu o macara-turn, care circulă pe o cale în jurul gazometrului.

VI. 3. GAZOMETRE CU VOLUM CONSTANT ŞI PRESIUNE VARIABIL

Forma raţională a unui astfel de gazometru se obţine plecînd de la relaţia (5.258) în care se introduce:

$$\gamma \cdot z = 0 \text{ şi } p_0 = p.$$

Avem:

$$\frac{d(r \cdot \sin\varphi)}{r \cdot dr} = \frac{p}{\sigma \cdot t}.$$

Integrînd se obţine:

$$r \cdot \sin\varphi = \frac{p \cdot r^2}{2\sigma \cdot t} + C$$

sau:

$$\sin\varphi = \frac{p \cdot r}{2\sigma \cdot t} + \frac{C}{r}. \tag{6.8}$$

Punînd condiţia ca curba meridian să fie o curbă închisă, rezultă că pentru $r=0$, adică pentru axa de rotaţie $\sin\varphi$ trebuie să fie egal cu zero, deoarece în acest caz avem $\varphi=0$ sau $\varphi=\pi$. Din această condiţie rezultă $C=0$ şi deci:

$$\sin\varphi = \frac{p \cdot r}{2\sigma \cdot t}. \tag{6.9}$$

$\sin\varphi$ fiind proporţional cu distanţa „r", înseamnă că curba meridian este un cerc şi deci forma rezervorului cea mai raţională este forma sferică.

Rezemarea unui gazometru sferic se poate face cu stîlpi fixaţi de virola ecuatorială, prin gusee (fig. 316), sau printr-o grindă inelară rezemată pe stîlpi de formă triunghiulară şi aşezaţi după tangenta la meridian în punctul de rezemare (fig. 317).

Raza interioară a gazometrului rezultă din relaţia:

$$R_{int} = \sqrt[3]{\frac{3 \cdot V}{4 \cdot \pi}}, \tag{6.10}$$

V fiind volumul gazometrului.

Grosimea necesară a tablelor se calculează în stadiul de membrană din relaţia:

$$t = \frac{p \cdot r}{2\sigma_a} + \Delta, \tag{6.11}$$

unde p este presiunea gazului, în kg/cm².

Rezistenţa admisibilă, conform prescripţiilor sovietice corespunzătoare vaselor de categoria a V-a (care lucrează la presiuni $p \leqslant 15$ at şi la temperaturi $T \leqslant 200$ °C) se stabileşte din:

$$\sigma_a = \frac{\sigma_r}{c} \cdot \varphi, \tag{6.12}$$

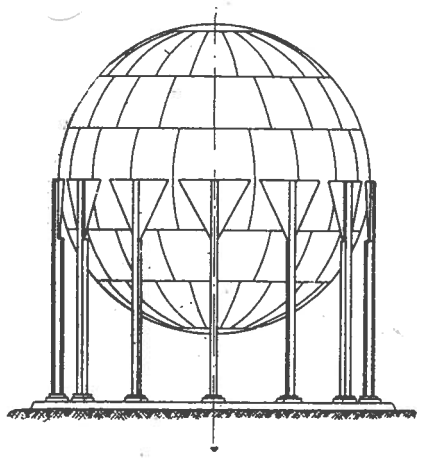


Fig. 316. Gazometru sferic.

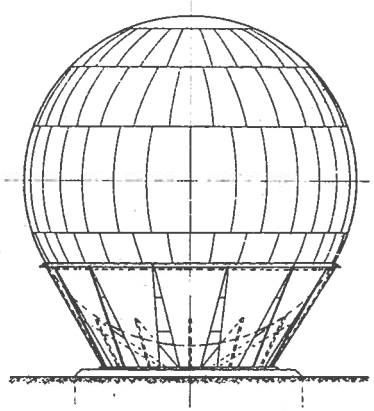


Fig. 317. Gazometru sferic.

unde:

σ_r este limita de rupere a materialului;

c — coeficientul de siguranţă care se ia egal cu 4;

φ — un coeficient de reducere în cordoanele de sudură şi care se ia din tabela 47, în funcţie de modul de execuţie al sudurii.

Grosimea rezultată din calcul se majorează cu Δ, care reprezintă adaosul pentru coroziune şi care de obicei se ia 1—2 mm.

De exemplu, pentru un gazometru de 3 000 m³ cu o presiune de regim de 6 at se obţine:

$$R_{int} = 8{,}95 \text{ m}.$$

Presupunînd o execuţie sudată manual din ambele părţi, cu pătrundere completă (punctul 5 din tabela 47), gazometrul fiind executat din OL 38 avem:

$$\sigma_a = \frac{3\,800}{4} 0{,}95 = 900 \text{ kg/cm}^2;$$

$$t = \frac{6 \times 895}{2 \times 900} + 0{,}2 = 3{,}2 \text{ cm}.$$

Tabela 47

Coeficienţi de reducere a rezistenţelor în cordoane de sudură

	Felul îmbinării şi modul de execuţie	φ
1	Felul îmbinării cap la cap, sudate din ambele părţi, precum şi pentru îmbinările în T, executate prin sudură automată sub fondat	1,0
2	Cusături executate manual cu rădăcina resudată	0,85
3	Cusături în capete, longitudinale, executate unilateral	0,70
4	Cusături în capete, transversale, executate unilateral	0,80
5	Cusături cu pătrundere completă, executate manual, din ambele părţi	0,95

Forma sferică, raţională din punct de vedere teoretic, are dezavantajul unei execuţii complicate, fiecare tablă componentă trebuind să fie matriţată

la cald. O simplificare a execuţiei se poate obţine printr-o tipizare a acestor construcţii.

O soluţie mai simplă, avînd în vedere execuţia, este gazometrul format dintr-un cilindru cu fund şi capac semisferic. Această soluţie are în plus avantajul că întregul rezervor poate să fie executat în întregime în fabrică, diametrul şi lungimea, în acest caz urmînd a fi adaptate posibilităţilor de transport (fig. 318).

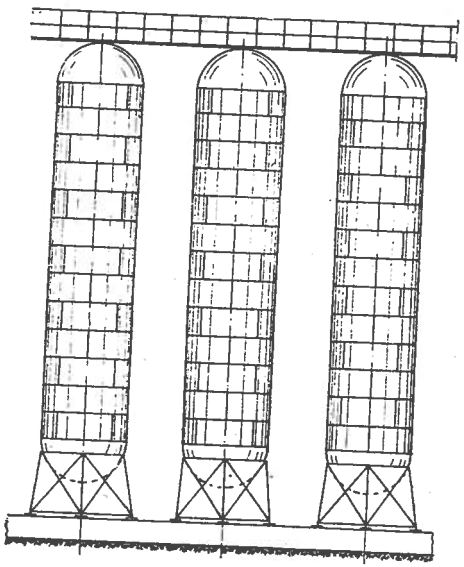


Fig. 318. Baterie de gazometre cilindrice cu fund semisferic.

Grosimea tablei părţii cilindrice rezultă din relaţia:

$$t=\frac{p\cdot r}{\sigma_a}+\Delta. \qquad (6.13)$$

Pentru un gazometru cu diametrul de 3,0 m, în condiţiile de lucru luate în exemplul precedent se obţine:

$$t=\frac{6\times 150}{900}+0{,}2=1{,}2\text{ cm}.$$

Recepţia gazometrelor care lucrează la presiuni ridicate este foarte severă. Calitatea sudurilor trebuie verificată ca raze X sau Γ. Rezistenţa gazometrului se verifică printr-o încărcare de probă cu aer comprimat la o presiune cu 50% mai mare ca presiunea de regim normal. Etanşeitatea îmbinărilor se controlează la o presiune egală cu presiunea de regim.

BIBLIOGRAFIE

Normele GOST 2907-45.
Normele GOST 2908-45.
N. S. Streleţki şi alţii. Construcţii metalice, vol. II, Ed. II-a, trad. din l. rusă, Bucureşti, E.S.A.C., 1955.

CAPITOLUL VII

CONDUCTE METALICE

În acest capitol vor fi tratate conductele metalice de joasă presiune întrebuinţate în industria siderurgică pentru transportul gazelor şi conductele de presiune ale centralelor hidroelectrice (conductele forţate).

Din punct de vedere static, conducta este considerată ca o pînză cilindrică, rezemată de obicei pe mai multe reazeme. În dreptul reazemelor conducta este rigidizată prin inele de rezemare. Aceste inele sînt considerate infinit de rigide în planul lor şi cu o rigiditate nulă într-un plan perpendicular. Dacă aceste inele de rigidizare lipsesc, conducta nu se mai comportă ca un sistem spaţial ci ca o grindă.

Se va da pe scurt teoria matematică a pînzelor cilindrice în stadiul de membrană.

VII. 1. TEORIA MATEMATICĂ A CONDUCTELOR

Un anumit punct de pe pînză este determinat prin coordonatele x şi φ (fig. 319, *a*). Abscisa x se măsoară pe generatoare de la o anumită secţiune, iar unghiul φ reprezintă unghiul pe care îl face normala pe suprafaţa mediană în punctul considerat, cu o anumită normală de referinţă.

În stadiul de membrană, pe elementul infinitezimal de dimensiunile dx şi $r\cdot d\varphi$ (fig. 319, *b*) vor acţiona forţele n_x, n_φ şi $n_{x\varphi}$. Aceste trei forţe pot fi calculate din cele trei ecuaţii de proiecţie: după generatoarea x, după tangenta la cercul paralel şi după normala la suprafaţa mediană.

$$\left.\begin{aligned}\frac{\partial n_x}{\partial x}+\frac{\partial n_{\varphi x}}{r\cdot\partial\varphi}+X&=0;\\ \frac{\partial n_{x\varphi}}{\partial x}+\frac{1}{r}\frac{\partial n_\varphi}{\partial\varphi}+Y&=0;\\ n_\varphi+Z\cdot r&=0.\end{aligned}\right\} \qquad (7.1)$$

Pentru încărcările la care sînt supuse conductele în mod obişnuit, se poate considera ca valabil stadiul de membrană, cu excepţia unor fîşii din apropierea inelelor de rigidizare. Pe lăţimea acestor fîşii stadiul de membrană este tulburat, deoarece inelele foarte rigide în planul lor împiedică deformarea liberă a pînzei. În mod obişnuit, la dimensionarea conductelor metalice nu se ţine seama de influenţa momentelor care apar prin tulburarea stadiului de membrană.

Din rezolvarea sistemului de ecuații (7.1) se obține:

$$n_\varphi = -Z \cdot r; \tag{7.2}$$

$$n_{x\varphi} = -\frac{1}{r}\int \frac{\partial n_\varphi}{\partial \varphi}\,dx - \int Y \cdot dx + C_1(\varphi); \tag{7.3}$$

$$n_x = -\frac{1}{r}\int \frac{\partial n_{x\varphi}}{\partial \varphi}\,dx - \int X \cdot dx + C_2(\varphi). \tag{7.4}$$

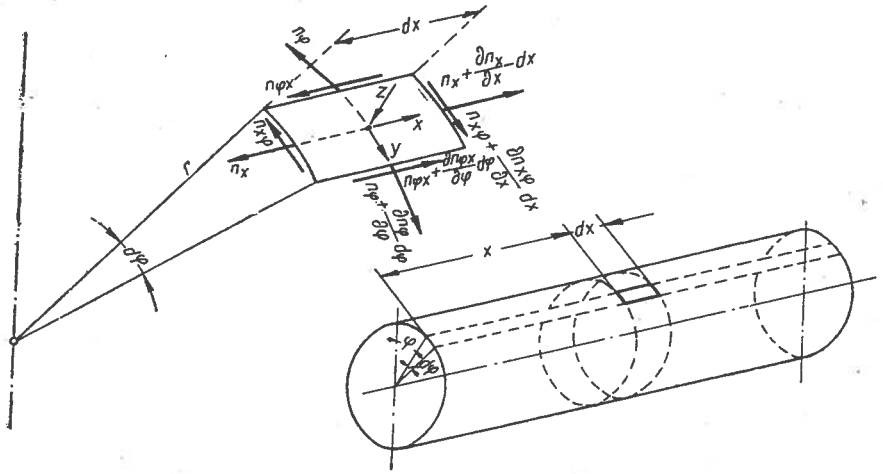


Fig. 319. Sistemul de coordonate și forțele interioare în stadiul de membrană.

Constantele C_1 și C_2 sînt funcțiuni numai de unghiul φ și mărimea lor se stabilește din condițiile de margine pentru x=constant.

Pentru cazul particular, cînd $X=0$ și componentele încărcării Y și Z sînt independente de x, avem:

$$n_\varphi = -Z \cdot r; \tag{7.2a}$$

$$n_{x\varphi} = -\left(Y - \frac{dZ}{d\varphi}\right)x + C_1(\varphi); \tag{7.3a}$$

$$n_x = \frac{x^2}{2r}\left(\frac{dY}{d\varphi} - \frac{d^2Z}{d\varphi^2}\right) - \frac{x}{r}\frac{dC_1}{d\varphi} + C_2(\varphi). \tag{7.4a}$$

Cele trei deplasări ale unui punct de pe suprafața mediană, după direcțiile axelor x, y și z (v. fig. 319) notate cu u, v și w pot fi calculate din relațiile:

$$\varepsilon_x = \frac{\partial u}{\partial x} = \frac{1}{Et}(n_x - \mu n_\varphi); \tag{7.5}$$

$$\varepsilon_\varphi = \frac{\partial v}{\partial \varphi} + w = \frac{r}{Et}(n_\varphi - \mu n_x); \tag{7.6}$$

$$\gamma_{x\varphi} = \frac{\partial u}{\partial \varphi} + r\frac{\partial v}{\partial x} = \frac{2r(1+\mu)}{Et} \cdot n_{x\varphi}. \tag{7.7}$$

Deplasările u și v se consideră pozitive cînd se produc în sensul creșterii coordonatelor x și φ, iar deplasarea w este pozitivă cînd se produce în afară.

VII. 1. 1. Conductă cilindrică simplu rezemată

Sistemul este arătat în fig. 320.

Pentru cele două reazeme ($x=\pm l$), se scriu condițiile:

$$n_x = 0 \quad \text{și} \quad v = w = 0.$$

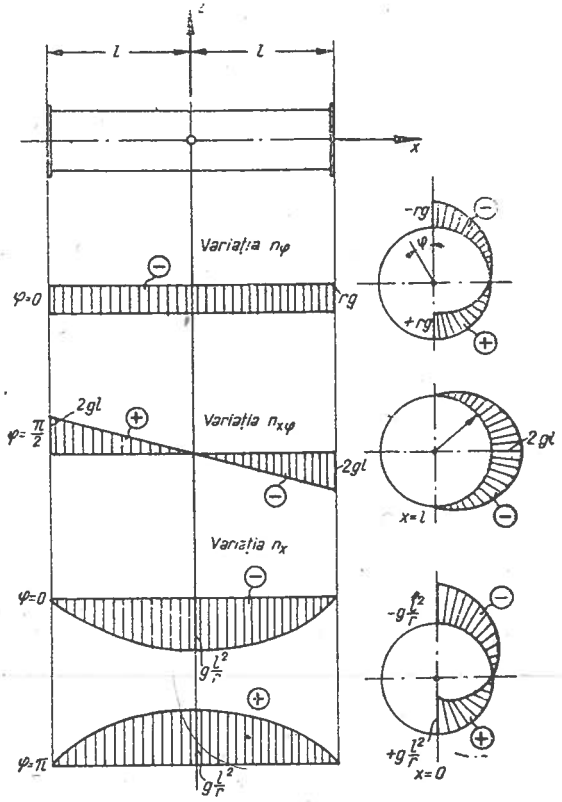


Fig. 320. Conductă simplu rezemată. Variația forțelor n din greutatea proprie.

Sistemul fiind static determinat, cele două constante de integrare C_1 și C_2 vor putea fi calculate fără ca să se recurgă la condițiile elastice ale sistemului. Influența diferitelor încărcări va fi urmărită separat.

a) Încărcarea din greutatea proprie. Componentele încărcării sînt:

$$X=0; \quad Y=g\cdot\sin\varphi; \quad Z=g\cdot\cos\varphi;$$

Folosind relațiile (7.2 *a*, 3 *a* și 4 *a*) se obține:

$$n_\varphi = -r\cdot g\cdot\cos\varphi; \tag{7.8}$$

$$n_{x\varphi} = -(g\cdot\sin\varphi + g\cdot\sin\varphi)\,x + C_1(\varphi) = -2g\cdot x\sin\varphi + C_1(\varphi).$$

Din motive de simetrie, pentru $x=0$ avem $n_{x\varphi}=0$, de unde rezultă:

$$C_1(\varphi)=0$$

și deci:

$$n_{x\varphi}=-2g\cdot x\cdot\sin\varphi \tag{7.9}$$

și

$$n_x=\frac{x^2}{2r}(g\cdot\cos\varphi+g\cdot\cos\varphi)+C_2(\varphi)=\frac{g\cdot x^2}{r}\cos\varphi+C_2(\varphi); \tag{7.10}$$

— pentru $x=l$ avem condiția $n_x=0$ și deci:

$$C_2=-\frac{g\cdot l^2}{r}\cos\varphi.$$

Introducînd în relația (7.10) expresia constantei C_2, se obține:

$$n_x=-\frac{g}{r}(l^2-x^2)\cos\varphi. \tag{7.10a}$$

În fig. 320 sînt reprezentate variațiile forțelor n_φ, n_x și $n_{x\varphi}$.

b) Încărcarea dintr-o presiune uniformă interioară (fig. 321). Componentele încărcării sînt:

$$X=Y=0 \quad \text{și} \quad Z=-p.$$

Aplicînd relațiile (7.2 *a*, 3 *a* și 4 *a*) se obține:

$$n_\varphi=p\cdot r. \tag{7.11}$$

$$n_{x\varphi}=n_x=0. \tag{7.12}$$

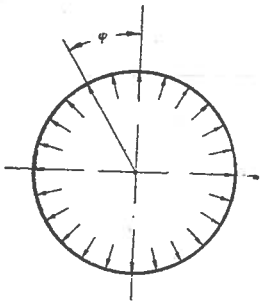


Fig. 321. Presiunea interioară uniformă.

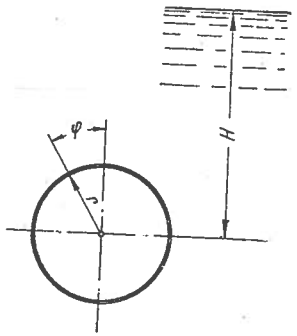


Fig. 322. Încărcarea cu lichid sub presiune.

c) Încărcarea cu un lichid sub presiune (fig. 322). Componentele încărcării sînt:

$$X=Y=0 \quad \text{și} \quad Z=-\gamma(H-r\cdot\cos\varphi).$$

Rezultă:

$$n_\varphi=\gamma\cdot r(H-r\cdot\cos\varphi);$$

$$n_{x\varphi}=-\gamma\cdot r\cdot x\cdot\sin\varphi+C_1(\varphi); \tag{7.13}$$

— pentru $x=0$ avem $n_{x\varphi}=0$,

de unde:

$$C_1(\varphi)=0$$

și deci:

$$n_{x\varphi}=-\gamma\cdot r\cdot x\cdot\sin\varphi; \tag{7.14}$$

$$n_x=\frac{\gamma\cdot x^2}{2}\cos\varphi+C_2(\varphi); \tag{7.15}$$

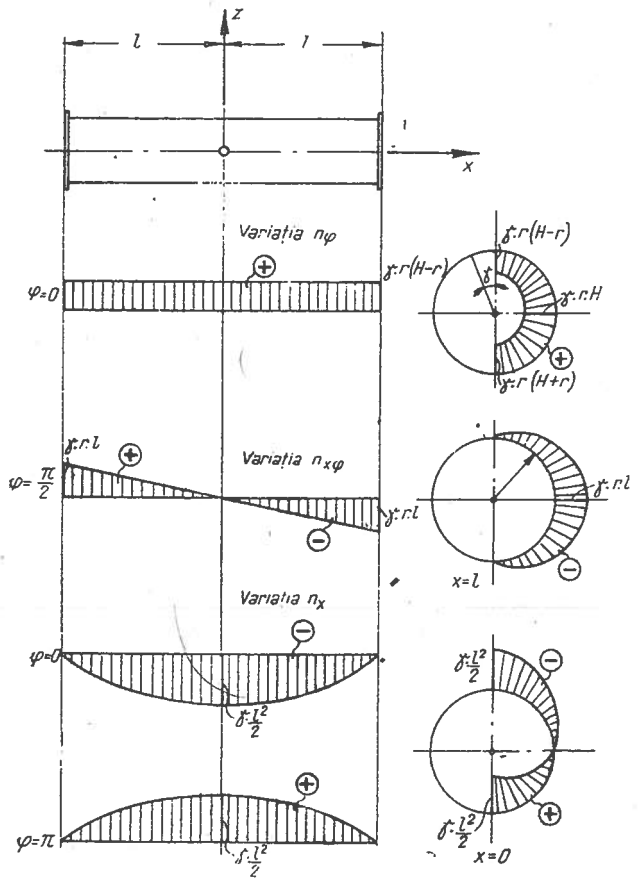


Fig. 323. Conductă simplu rezemată. Variația forțelor n din încărcarea cu lichid sub presiune.

— pentru $x=l$ avem $n_x=0$, de unde:

$$C_2(\varphi)=\frac{\gamma\cdot l^2}{2}\cos\varphi$$

și deci:

$$n_x=-\frac{\gamma}{2}(l^2-x^2)\cos\varphi. \tag{7.15a}$$

În fig. 323 este arătată variația forțelor n_φ, $n_{x\varphi}$ și n_x.

VII. 1. 2. Conductă cilindrică dublu încastrată

Ecuaţiile cu derivate parţiale, sistemul (7.1), fiind stabilite din condiţiile de echilibru ale sistemului, rămîn aceleaşi.

Sistemul fiind exterior static nedeterminat, pentru calculul constantelor de integrare trebuie să se recurgă la condiţii elastice.

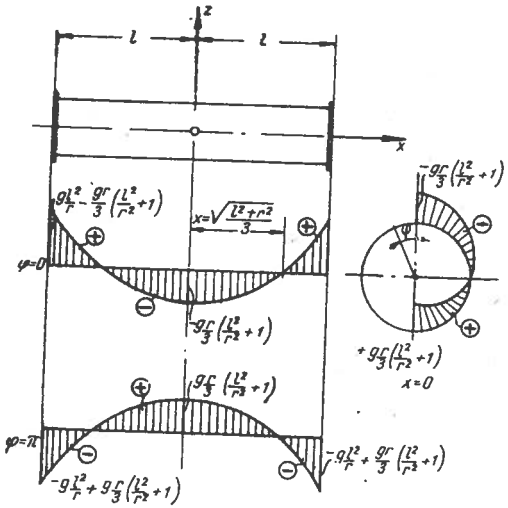


Fig. 324. Conductă dublă încastrată. Variaţia forţelor n din greutatea proprie.

Forţele $n_{x\varphi}$ şi n_{φ} rămîn aceleaşi, deoarece mărimea lor, aşa cum s-a arătat în cazurile studiate anterior, nu este influenţată de condiţiile de rezemare ale sistemului. Condiţia de simetrie pentru starea de tensiune în raport cu planul $x=0$, din care s-a dedus valoarea constantei C_1, rămîne valabilă şi pentru acest caz de rezemare. Numai funcţiunea $C_2(\varphi)$, care reprezintă necunoscuta sistemului static nedeterminat, trebuie să se deducă din condiţiile elastice ale sistemului.

Pentru $x=l$ vom avea condiţia:

$$u=0=\frac{1}{Et}\int_0^l (n_x-\mu n_{\varphi})\,dx. \tag{7.16}$$

a) Încărcarea din greutatea proprie. Introducînd în condiţia (7.16) relaţiile stabilite în acest caz de încărcare pentru n_x (7.10) şi pentru n_{φ} (7.8), avem:

$$\int_0^l \left|\frac{g\cdot x^2}{r}\cos\varphi+C_2(\varphi)+\mu\cdot r\cdot g\cdot\cos\varphi\right| dx=0.$$

Rezultă:

$$C_2=-g\left|\frac{l^2}{3r}+\mu r\right|\cos\varphi$$

şi deci:

$$n_x=-g\left|\frac{l^2}{3r}-\frac{x^2}{r}+\mu r\right|\cos\varphi. \tag{7.17}$$

În fig. 324 este arătată variaţia forţei n_x pentru $\varphi=0$ şi $\varphi=\pi$ şi pentru $\mu=\frac{1}{3}$.

b) Încărcarea cu lichid sub presiune. Introducînd în ecuaţia (7.16) relaţiile (7.13) şi (7.15), se obţine:

$$\int_0^l \left|\frac{\gamma\cdot x^2}{2}\cos\varphi+C_2(\varphi)-\mu\cdot\gamma\cdot r\,(H-r\cdot\cos\varphi)\right| dx=0,$$

de unde rezultă:

$$C_2=-\frac{\gamma\cdot l^2}{6}\cos\varphi+\mu\cdot\gamma\cdot r\,(H-r\cdot\cos\varphi).$$

Înlocuind valoarea constantei C_2 în relaţia (7.10) avem:

$$n_x=-\gamma\left|\left(\frac{l^2}{6}-\frac{x^2}{2}+\mu r^2\right)\cos\varphi+\mu\cdot r\cdot H\right|. \tag{7.18}$$

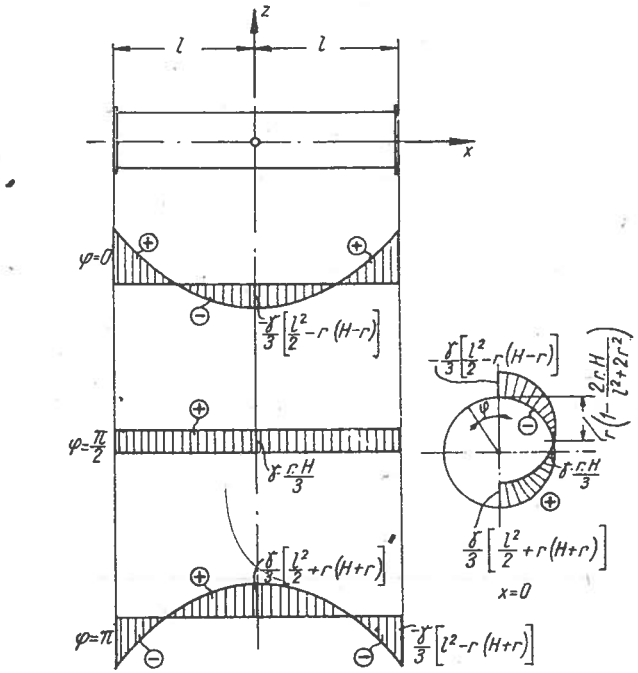


Fig. 325. Conductă dublu încastrată. Variaţia forţelor n din încărcarea cu lichid sub presiune.

În fig. 325 este arătată variaţia forţei n_x pentru $\varphi=0$, $\varphi=\frac{\pi}{2}$ şi $\varphi=\pi$ şi pentru $\mu=\frac{1}{3}$.

VII. 1. 3. Conductă cilindrică executată continuă pe mai multe reazeme

În cazul obişnuit conducta se execută continuă pe mai multe reazeme. Ca şi în cazurile precedente, ecuaţiile cu derivate parţiale rămîn valabile, constantele C_1 şi C_2 din expresiile forţelor $n_{x\varphi}$ şi n_x precum şi alte două constante C_3 şi C_4 care apar în expresiile deplasărilor u, v şi w, urmează să fie calculate pentru fiecare deschidere din condiţiile elastice şi de continuitate ale sistemului.

De exemplu, pentru cazul din fig. 326 vom putea scrie următoarele condiții:

— pentru $x=0$; $u_1=0$ și $v_1=0$;

— pentru $x=l_1$; $v_1=v_2=0$; $u_1=u_2$ și $n_{x1}=n_{x2}$;

— pentru $x=l_1+l_2$; $v_2=0$ și $n_{x2}=0$.

Indicii 1 și 2 reprezintă deschiderea la care deplasarea sau forța n_x se referă.

De condiția $w=0$, valabilă pentru fiecare reazem, având în vedere existența inelului de rezemare foarte rigid, nu ne putem folosi, deoarece contravine stadiului de membrană.

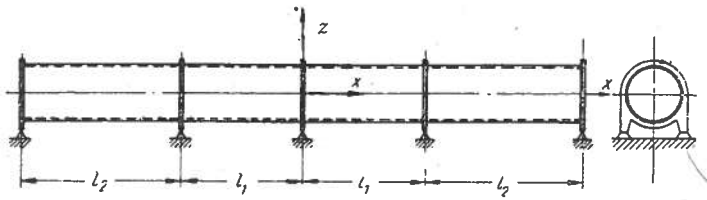


Fig. 326. Conductă continuă pe mai multe reazeme.

Ca exemplu vom considera o conductă executată continuă pe trei reazeme, deschiderile fiind aceleași.

a) Încărcarea cu lichid sub presiune (fig. 327). Din cazul studiat pentru simplă rezemare, din această încărcare avem:

$$n_\varphi = \gamma \cdot r\,(H - r\cdot\cos\varphi); \tag{7.19}$$

$$n_{x\varphi} = -\gamma\cdot r\cdot x\cdot\sin\varphi = A_1\cdot\sin\varphi; \tag{7.20}$$

$$n_x = \frac{\gamma\cdot x^2}{2}\cos\varphi - \frac{x}{r}A_1\cdot\cos\varphi + A_2\cdot\cos\varphi, \tag{7.21}$$

unde am înlocuit funcțiunile $C_1(\varphi)$ și $C_2(\varphi)$ prin funcțiunile periodice:

$$C_1(\varphi) = A_1\cdot\sin\varphi;$$
$$C_2(\varphi) = A_2\cdot\cos\varphi.$$

Deplasările u și v se calculează din relațiile (7.5) și (7.7). Avem:

$$u = \frac{1}{Et}\left[\gamma\left(\frac{x^3}{6} + \mu r^2\cdot x\right)\cos\varphi - \mu\cdot\gamma\cdot r\cdot H\cdot x - \frac{x^2}{2r}A_1\cos\varphi + xA_2\cos\varphi + C_3.\right]$$

Din condiția pentru $x=0$ avem $u=0$; rezultă:

$$C_3 = 0. \tag{7.22}$$

Din relația (7.7) se obține:

$$\frac{dv}{dx} = \frac{2(1+\mu)}{Et}\left(-\gamma\cdot r\cdot x\cdot\sin\varphi + A_1\sin\varphi\right) - \frac{1}{Et}\frac{1}{r}\left[-\gamma\left(\frac{x^3}{6} + \mu r^2 x\right)\sin\varphi + \right.$$
$$\left. + \frac{x^2}{2r}A_1\sin\varphi - xA_2\sin\varphi\right] =$$
$$= \frac{\sin\varphi}{Et}\left\{\gamma\left[\frac{x^3}{6r} - (2+\mu)r\cdot x\right] + \left[2(1+\mu) - \frac{x^2}{2r^2}\right]A_1 + \frac{x}{r}A_2\right\}.$$

Integrînd:

$$v = \frac{\sin\varphi}{Et}\left\{\gamma\left[\frac{x^4}{24r} - (2+\mu)\frac{rx^2}{2}\right] + \left[2(1+\mu)x - \frac{x^3}{6r^2}\right]A_1 + \frac{x^2}{2r}A_2 + C_4\right\}. \tag{7.23}$$

Din condiția pentru $x=0$, $v=0$ rezultă $C_4=0$.

Constantele A_1 și A_2 se calculează din condițiile:

— pentru $x=l$: $v=0$ și $n_x=0$;

$$\frac{\gamma\cdot l^2}{2} - \frac{l}{r}A_1 + A_2 = 0;$$

$$\gamma\left[\frac{l^4}{24r} - (2+\mu)\frac{rl^2}{2}\right] + \left[2(1+\mu)l - \frac{l^3}{6r^2}\right]A_1 + \frac{l^2}{2r}A_2 = 0.$$

Din rezolvarea ecuațiilor rezultă:

$$A_1 = \frac{\gamma r}{8}\frac{5l^3 + 12r^2 l(2+\mu)}{l^2 + 6(1+\mu)r^2}; \tag{7.24}$$

$$A_2 = \frac{\gamma l}{8}\frac{l^3 - 12r^2 l\mu}{l^2 + 6(1+\mu)r^2}. \tag{7.25}$$

Expresiile celor trei forțe n vor fi:

$$n_\varphi = \gamma r\,(H - r\cos\varphi); \tag{7.26}$$

$$n_{x\varphi} = -\gamma rx\sin\varphi + \frac{\gamma r}{8}\frac{5l^3 + 12r^2 l(2+\mu)}{l^2 + 6(1+\mu)r^2}\sin\varphi; \tag{7.27}$$

$$n_x = \frac{\gamma x^2}{2}\cos\varphi - \frac{\gamma}{8}\frac{x[5l^3 + 12r^2 l(2+\mu)] - l(l^3 - 12r^2\mu l)}{l^2 + 6(1+\mu)r^2}\cos\varphi. \tag{7.28}$$

Pentru jumătatea din stînga a conductei, condiția de margine devine:

— pentru $x=-l$: $v=0$ și $n_x=0$.

În fig. 327 este arătată variația forțelor n pentru $\mu=\frac{1}{3}$ și pentru raportul $r/l=0{,}10$.

b) *Încărcarea din greutatea proprie.* Plecînd de la cazul de simplă rezemare, pentru încărcarea din greutatea proprie, se exprimă cele trei forțe n în funcție de coordonatele x și φ și de funcțiunile $C_1(\varphi)$ și $C_2(\varphi)$, care ca și în cazul precedent se înlocuiesc prin funcțiuni periodice de φ. Avem:

$$n_\varphi = -g\cdot r\cdot\cos\varphi; \tag{7.29}$$

$$n_{x\varphi} = -2g\cdot x\cdot\sin\varphi + A_1\cdot\sin\varphi; \tag{7.30}$$

$$n_x = \frac{g\cdot x^2}{2}\cos\varphi - \frac{x}{r}A_1\cdot\cos\varphi + A_2\cdot\cos\varphi. \tag{7.31}$$

Din relațiile (7.5) și (7.7) se calculează deplasările u și v. Ca și în cazul precedent, pentru $x=0$ din condiția $u=v=0$ se obține $C_3=C_4=0$, iar din condiția pentru $x=l$ trebuie să avem $v=0$ și $n_x=0$ și se obțin cele două ecuații din care se calculează constantele A_1 și A_2. Astfel rezultă:

$$A_1 = g\frac{l}{4}\frac{5l^2 + 6(4+3\mu)r^2}{l^2 + 6(1+\mu)r^2}; \tag{7.32}$$

$$A_2 = \frac{g}{r}\frac{l^2}{4}\frac{l^2 - 6\mu r^2}{l^2 + 6(1+\mu)r^2}. \tag{7.33}$$

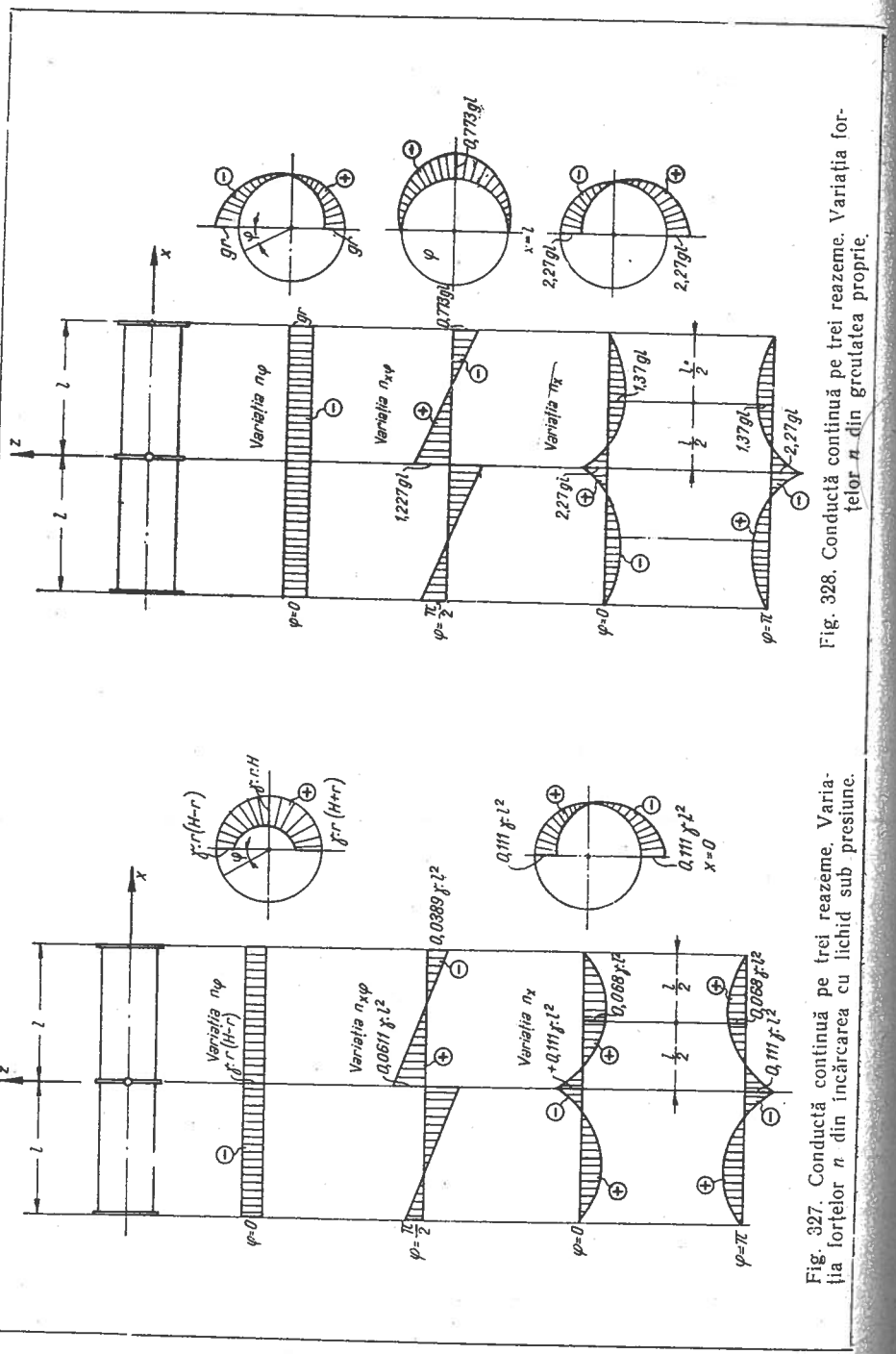


Fig. 328. Conductă continuă pe trei reazeme. Variația forțelor n din greutatea proprie.

Fig. 327. Conductă continuă pe trei reazeme. Variația forțelor n din încărcarea cu lichid sub presiune.

Cu acestea, expresiile definitive ale celor trei forțe n vor fi:

$$n_\varphi = -gr\cos\varphi; \tag{7.34}$$

$$n_{x\varphi} = -g\left[2x - \frac{l}{4}\cdot\frac{5l^2+6(4+3\mu)r^2}{l^2+6(1+\mu)r^2}\right]\sin\varphi; \tag{7.35}$$

$$n_x = \frac{g}{r}\left\{x^2 - \frac{l}{4}\left[\frac{x[5l^2+6(4+3\mu)r^2]-l(l^2-6\mu r^2)}{l^2+6(1+\mu)r^2}\right]\right\}\cos\varphi. \tag{7.36}$$

În fig. 328 este reprezentată variația forțelor n pentru $\mu=\frac{1}{3}$ și pentru raportul $r/l=0{,}10$.

VII. 2. CONDUCTE AERIENE PENTRU TRANSPORT DE GAZE

VII. 2.1. Generalități

Prin posibilitățile tehnice de curățire a gazelor rezultate în exploatările siderurgice (furnale, cocsării etc.), sînt create condițiile de întrebuințare a gazelor la încălzirea diferitelor cuptoare metalurgice, care în mod obișnuit funcționează într-o astfel de întreprindere. Captarea și întrebuințarea gazelor este cerută nu numai de considerente economice ci și de considerente de higienă, deoarece gazele lăsate liber infectează atmosfera teritoriului industrial și a centrelor locuite din apropierea uzinelor.

Pentru transportul gazelor la stațiile de epurare, la gazometre și la consumatori sînt necesare conducte de diametru mare și care de obicei se execută aeriene, rezemate pe stîlpi așezați din distanță în distanță.

Diametrul conductei se fixează astfel, ca la o anumită presiune a gazului conducta să asigure debitul necesar.

Debitul unei conducte pe zi, se calculează din relația:

$$Q_{zi} = 220{,}5\cdot D^{\frac{8}{3}}\sqrt{\frac{H}{\Delta TL}}\sqrt{\frac{P_1+P_2}{2P_0}}, \tag{7.37}$$

unde:

Q este debitul, în metri cubi pe zi, la 15 °C și 760 mm col. Hg;
D — diametrul conductei, în cm;
$H=P_1-P_2$ — diferența de presiune, în mm col. Hg (kg/m²);
P_1 — presiunea gazului la intrarea în conductă, în kg/m²;
P_2 — presiunea gazului la ieșirea din conductă, în kg/m²;
P_0 — presiunea atmosferică egală cu 10 333 kg/m²;
T — temperatura absolută a gazului în conductă în °Kelvin;
L — lungimea conductei, în m;
$\Delta=\frac{\gamma}{\gamma_a}$ — densitatea gazului în raport cu densitatea aerului.

Pierderea de presiune $H=P_1-P_2$ se stabilește din relația:

$$H=\lambda\frac{v^2}{2g}\frac{L}{D}, \tag{7.38}$$

unde λ este un coeficient care ține seama de viteza medie, de vîscozitatea gazului, de mărimea curentului și de influența asperităților pereților asupra căderii de presiune, iar v este viteza gazului în m/s.

Pentru coeficientul λ sînt stabilite pe cale experimentală o serie de formule. Pentru conductele de gaz, rezultate bune dă relaţia:

$$\lambda = \frac{0{,}009407}{\sqrt[3]{D}}, \tag{7.39}$$

unde diametrul conductei D se introduce în metri.

Pentru cazul obişnuit, cînd în lungul traseului sînt intrări sau ieşiri de gaz, diametrul conductei se stabileşte astfel:

a) *Conductă cu diametru constant.* Plecînd de la formula debitului pentru presiuni joase şi cu căderi mici de presiune, la care al doilea radical din relaţia (7.37) poate fi neglijat, cînd avem aproximativ: $P_1 + P_2 \cong 2P_0$, se obţine:

$$Q_{zi} = 220{,}5\, D^{\frac{8}{3}} \sqrt{\frac{H}{\Delta T L}}, \tag{7.40}$$

unde:

$$H = P_1 - P_2$$

sau:

$$H = \left(\frac{Q\sqrt{\Delta T L}}{220{,}5\, D^{\frac{8}{3}}} \right)^2. \tag{7.41}$$

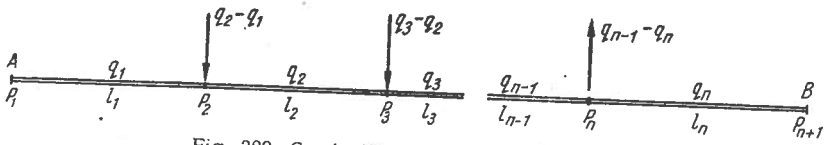


Fig. 329. Conductă de gaz cu intrări şi ieşiri.

Pentru fiecare sector (v. fig. 329) se va putea scrie:

$$q_1^2 = \left(\frac{220{,}5\, D^{\frac{8}{3}}}{\sqrt{T\Delta}} \right)^2 \frac{P_1 - P_2}{l_1} = K^2 \frac{P_1 - P_2}{l_1}, \tag{7.42}$$

de unde:

$$q_1^2 \cdot l_1 = K^2 (P_1 - P_2)$$

În acelaşi mod se deduce pentru celelalte secţoare:

$$q_2^2 \cdot l_2 = K^2 (P_2 - P_3)$$

şi:

$$q_n^2 \cdot l_n = K^2 (P_n - P_{n+1}).$$

Adunînd aceste ecuaţii se obţine:

$$q_1^2 \cdot l_1 + q_2^2 \cdot l_2 + \ldots + q_n^2 \cdot l_n = K^2 (P_1 - P_{n+1}).$$

Dacă conducta nu ar avea intrări şi ieşiri intermediare, iar presiunile la intrare şi ieşire ar fi P_1, respectiv P_{n+1}, pentru toată lungimea se poate scrie relaţia:

$$Q_{med}^2 \cdot L = K^2 (P_1 - P_{n+1}), \tag{7.43}$$

de unde:

$$Q_{med}^2 \cdot L = q_1^2 \cdot l_1 + q_2^2 \cdot l_2 + \ldots + q_n^2 \cdot l_n, \tag{7.44}$$

Q_{med} fiind astfel cunoscut se poate calcula din relaţia:

$$K = \frac{Q_{med}\sqrt{L}}{\sqrt{P_1^2 - P_{n+1}^2}}, \tag{7.45}$$

iar diametrul conductei rezultă din:

$$D = \left(\frac{K\sqrt{\Delta T}}{220{,}5} \right)^{\frac{3}{8}}. \tag{7.46}$$

b) Conductă cu diametru variabil. Se calculează căderea de presiune în fiecare sector şi presiunile în punctele de derivaţie din relaţia:

$$h = \frac{l}{L} H, \tag{7.47}$$

unde l este lungimea sectorului, L lungimea totală a conductei, iar H căderea de presiune totală în conductă.

Diametrul conductei în sectorul respectiv rezultă din formula:

$$D_n = \left(\frac{Q_n \sqrt{\Delta T l}}{220{,}5\sqrt{h}} \right)^{\frac{3}{8}}, \tag{7.48}$$

unde Q_n reprezintă volumul de gaz care trece într-o zi prin sectorul n.

c) Traseul conductei. Traseul conductei trebuie să fie cît mai scurt posibil şi să respecte gabaritele instalaţiilor şi a căilor de comunicaţie pe care le traversează. Din aceste motive, conductele sînt montate la înălţimi destul de mari, iar distanţele dintre stîlpi ajung în unele cazuri la deschideri pe care conducta nu se mai poate susţine singură. În aceste cazuri sînt necesare construcţii de susţinere, adevărate poduri, pe care conducta este rezemată sau de care este suspendată.

În fig. 330 este arătat schematic în plan şi în elevaţie traseul unei conducte de gaz.

Conducta este împărţită în tronsoane, prin introducerea unor compensatori de dilataţie (în figură notaţi cu *c*), astfel că deformaţiile din temperatură sînt limitate la valori reduse. Distanţa între doi compensatori consecutivi se ia între 100—120 m. Între doi compensatori conducta este executată ca o grindă continuă, reazemul central fiind reazem fix, iar toate celelalte fiind reazeme mobile.

În punctele de schimbare de direcţie, cele două aliniamente pot fi racordate printr-un cot executat cu o rază cît mai mare, sau în punctul de schimbare a aliniamentului se poate introduce un recipient de care se fixează cele două ramuri ale conductei şi care-i asigură continuitatea. Recipientul are forma unui rezervor cilindric vertical şi se execută cu un diametru ceva mai mare ca al conductelor. Acest rezervor este rezemat pe un stîlp puternic şi reprezintă reazemul fix al tronsonului respectiv.

Ramificaţiile spre diferiţii consumatori sînt prevăzute cu ventile, care sînt manevrate de pe platforme uşor accesibile. În acest scop pe conductele

cu diametru mare se poate monta o paserelă continuă, care asigură circulația în lungul conductei și care trebuie să fie prevăzută cu parapet cel puțin pe o parte.

Pe recipienți, pe ventile și pe conductă, la distanțe de circa 25 m, se prevăd clape de explozie, care se deschid automat, atunci cînd presiunea depășește cu mult presiunea normală.

VII. 2.2. Calculul și dimensionarea conductelor de gaz

Conductele de gaz se execută de obicei fără inele de rezemare. Sub influența încărcărilor verticale, conducta se comportă ca o grindă continuă pe mai multe reazeme.

Momentul de încovoiere, avînd în vedere continuitatea, se calculează din relația:

$$M_q = q\frac{l^2}{12}, \tag{7.49}$$

unde q reprezintă suma încărcărilor verticale (greutate proprie, zăpadă, încărcare utilă) uniform repartizate pe metru liniar.

Pentru încărcarea orizontală din vînt momentele se calculează cu aceeași formulă:

$$M_{pv} = p_v\frac{l^2}{12}. \tag{7.50}$$

Eforturile unitare din cele două încărcări rezultă:

$$\sigma_{xq} = \frac{M_q D}{2I} = \frac{4M_q}{\pi t D^2}; \qquad \sigma_{xv} = \frac{4M_v}{\pi t D^2}. \tag{7.51}$$

Efortul unitar σ_{xq} este maxim pentru punctele aflate pe diametrul vertical, iar σ_{xv} pe cel orizontal.

Din presiunea interioară a gazului rezultă un efort unitar după tangenta la cercul paralel (un efort unitar inelar)

$$\sigma_\varphi = \frac{pD}{2t} \tag{7.52}$$

și un efort unitar după generatoare:

$$\sigma_{xp} = \frac{pD}{4t}, \tag{7.53}$$

care apare, în cazul închiderii ventilului, în porțiunea de conductă dintre ventil și reazemul fix cel mai apropiat.

Din solicitările triaxiale, la care mantaua conductei este supusă, cea mai importantă și care hotărăște dimensionarea este efortul unitar după generatoare:

$$\sigma_x = \sum \sigma_{xn} - \mu(\sigma_\varphi + p) \leq \sigma_a. \tag{7.54}$$

Rezistența admisibilă se referă la materialul de bază sau la îmbinări, după poziția secțiunii verificate.

Avînd în vedere stabilitatea la încovoiere a conductei, momentul maxim care rezultă din relația (7.49), respectiv (7.50) multiplicat cu coeficientul de siguranță „c", trebuie să fie inferior momentului de încovoiere critic. Acest moment critic se calculează din relația:

$$M_{cr} = \frac{EDt^2}{4\sqrt{1-\mu^2}}. \tag{7.55}$$

Pentru coeficientul de siguranță se ia $c=2$.

VII. 2.3. Detalii constructive

Conductele de gaz pot fi executate nituite sau sudate. Ultimul procedeu trebuie preferat, deoarece pe lîngă o fabricație mai simplă prezintă avantaje în exploatare, etanșeitatea unei conducte sudate fiind mult mai bună și mai ușor de realizat.

Conducta se livrează la șantier în tronsoane a căror lungime este condiționată de posibilitățile de transport. Fiecare tronson este executat din una sau mai multe virole, îmbinările tablelor fiind executate prin cordoane în capete, iar îmbinările virolelor prin cordoane în capete sau prin suprapunere.

Conducte de diametru mai mic pot fi executate și prin înfășurarea unei table cu lățime mică și lungime mare, cordonul avînd în acest caz forma unei spirale (fig. 331).

Îmbinările tronsoanelor între ele pot fi executate prin sudură (îmbinări cap la cap sau prin suprapunere), sau pot fi executate prin flanșe bulonate (fig. 332).

Între flanșe se așază o funie de azbest, care asigură etanșeitatea îmbinării.

În fig. 333 este arătată rezemarea fixă a conductei, iar în fig. 334 rezemarea mobilă.

Reazemul fix este executat dintr-o tablă îndoită, pe care este așezată conducta. Pentru majorarea forței de frecare și pentru împiedicarea unei eventuale ridicări de pe reazem conducta poate să fie fixată de stîlp cu o brățară executată din oțel lat. Reazemul mobil este realizat prin trei rulouri așezate radial formînd unghiuri la centru de 45°. Reazemul mobil poate fi realizat și sub forma unui reazem pendular, a cărui construcție este arătată în fig. 335.

Numărul punctelor de sprijin pe traseul unei conducte fiind de obicei mare, o problemă importantă privind raționalizarea execuției este tipizarea stîlpilor de susținere.

Deoarece conducta nu poate fi întreruptă, pentru înmagazinarea deformațiilor din temperatură, se dispun din loc în loc compensatori de dilatație. Distanța între doi compensatori consecutivi se ia între 100 pînă la 120 m.

În fig. 336 este dată o soluție pentru un compensator de dilatație. Principiul de funcționare se bazează pe elasticitatea diafragmei, al cărei diametru este dublu față de diametrul conductei. O altă soluție, forma lenticulară, va fi arătată la conductele forțate.

În fig. 337 sînt arătate coturi orizontale și verticale ale conductei. Aceste coturi sînt executate prin introducerea unor bucăți scurte, tăiate oblic.

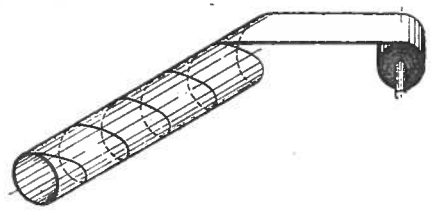


Fig. 331. Execuţia unei conducte prin înfăşurare.

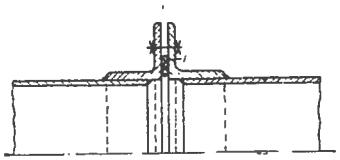


Fig. 332. Îmbinare cu flanşe şi buloane:
1 — fumie de azbest.

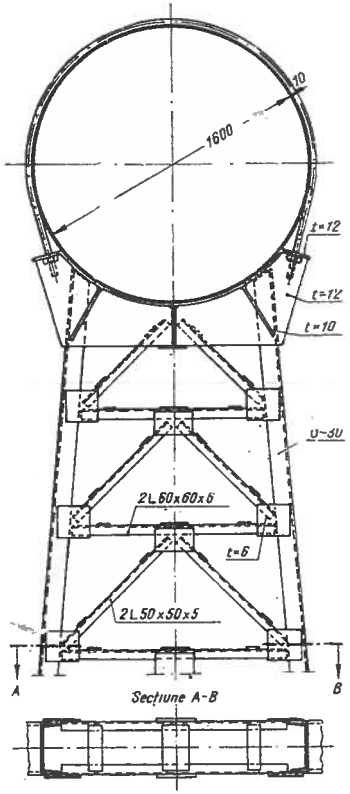


Fig. 333. Stîlp de susţinere, reazem fix.

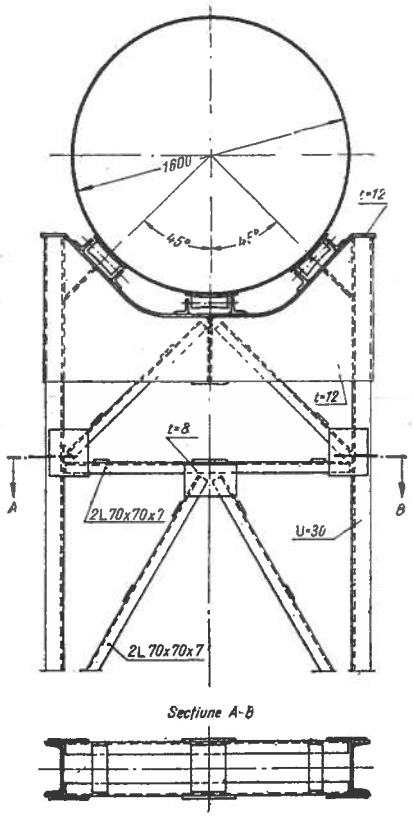


Fig. 334. Stîlp de susţinere, reazem mobil.

În fig. 338 este dată construcţia unui recipient, care se plasează în punctele de schimbare de aliniament ale conductei.

Fundul rezervorului are o formă conică şi este prevăzut cu un dispozitiv de deschidere prin care se poate îndepărta apa şi impurităţile care se află în suspensie în gaz.

O ramificaţie a conductei principale este arătată în fig. 339.

În fig. 340, 341 şi 342 este arătat sistemul unui portal de susţinere a conductei peste o deschidere de 30,0 m. Modul de rezemare şi suspendare al

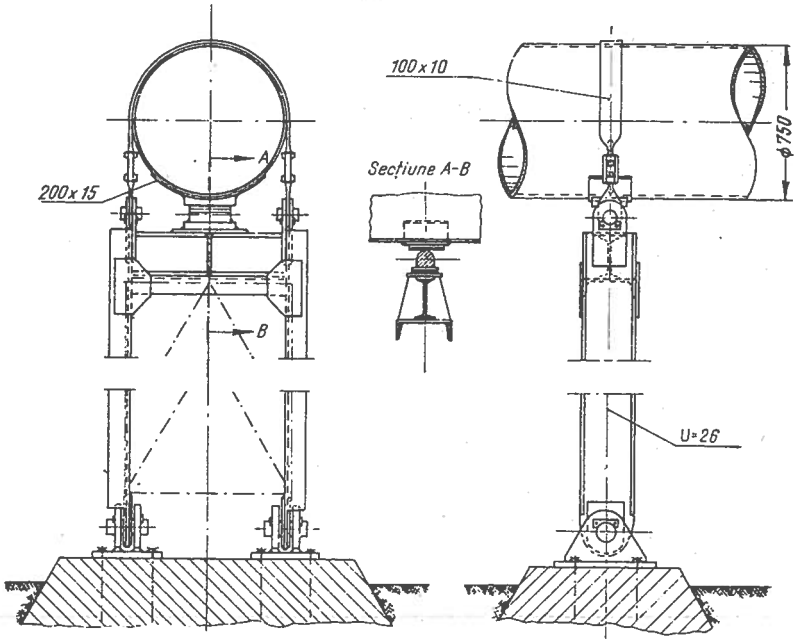


Fig. 335. Stîlp de susţinere pendular.

conductei de portal rezultă din cele două secţiuni. O altă soluţie pentru acoperirea deschiderilor mari este arătată în fig. 343, unde conducta este suspendată de două cabluri portante peste o deschidere de 32,0 m.

Sistemul este acela a unui pod suspendat, la care cablurile de susţinere sînt ancorate în masive puternice de beton, sau sînt fixate de conductă. În acest ultim caz, efortul de întindere din cabluri dă naştere la o forţă de compresiune importantă de care trebuie să se ţină seama la dimensionarea conductei. În cazul deschiderilor mari, pentru preluarea eforturilor orizontale din vînt este necesară o contravîntuire orizontală. Această contravîntuire poate să fie o grindă orizontală cu zăbrele sau poate să fie executată din două cabluri aşezate în plan orizontal după o parabolă şi fixate de conductă în afara deschiderii, după ce au fost trecute peste un scaun susţinut de console orizontale în dreptul portalelor.

Calculul sistemului, cînd cablurile de susţinere sînt ancorate în masive de beton şi se consideră conducta ca o grindă simplu rezemată (fig. 344) se reduce la calculul unui sistem odată static nedeterminat.

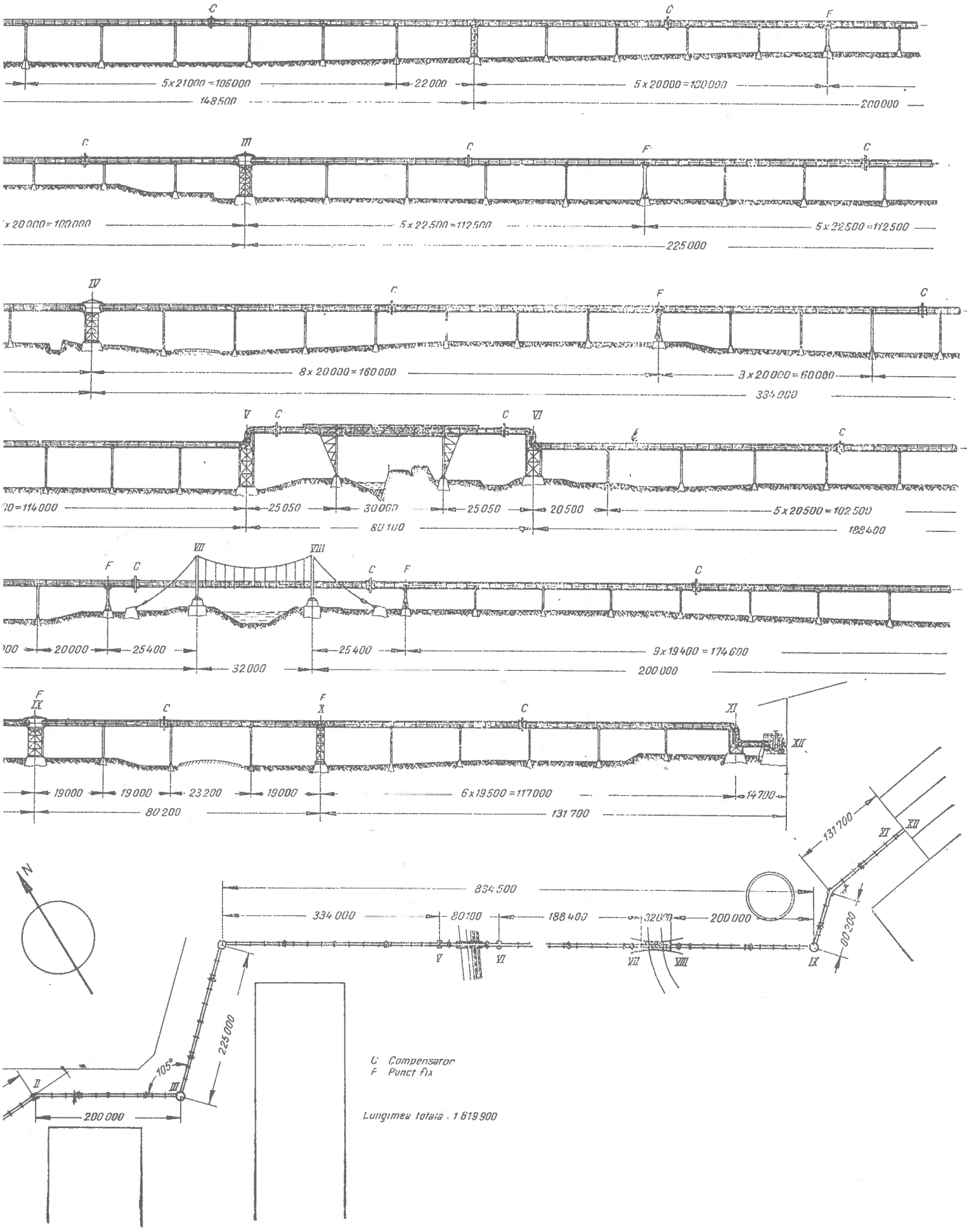


Fig. 330. Profilul și traseul unei conducte de gaz într-o întreprindere metalurgică.

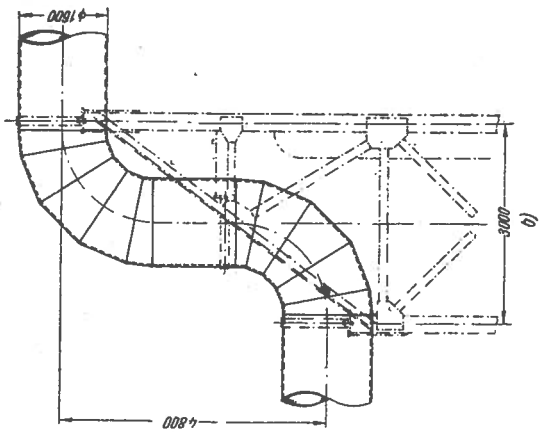


Fig. 337. Coturi:
a — cot orizontal; *b* — cot vertical.

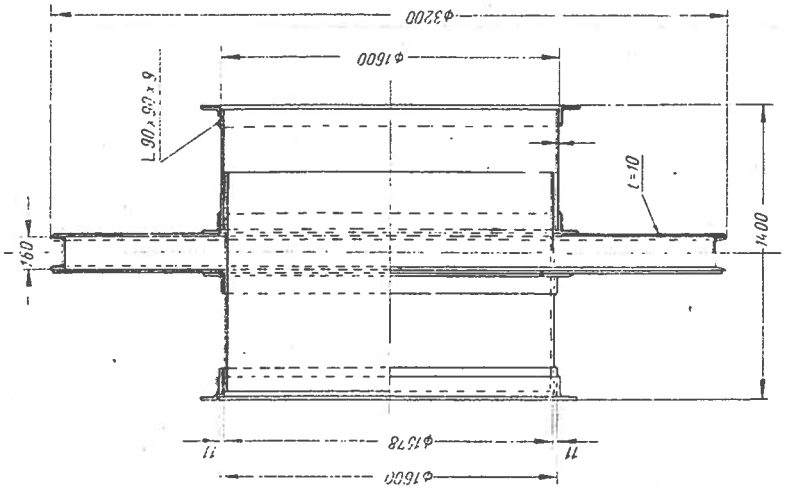


Fig. 336. Compensator de dilatație.

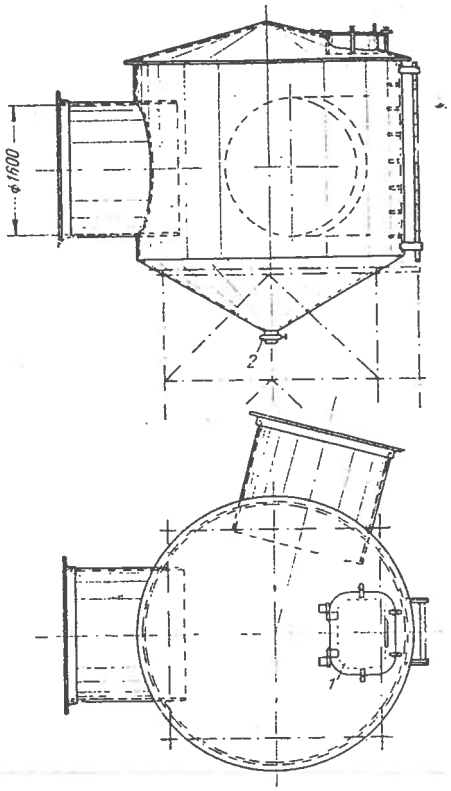


Fig. 338. Recipient:
1 — gură de vizitare; *2* — orificiu de curățire.

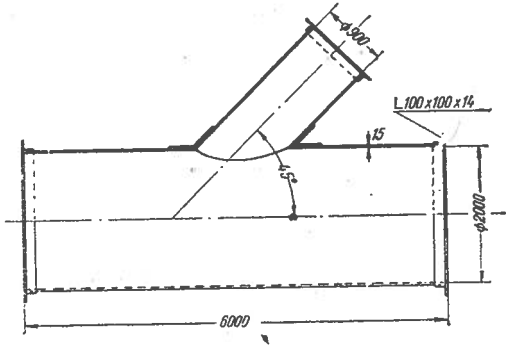


Fig. 339. Ramificație.

Ca necunoscută X se alege componenta orizontală a efortului din cablu, care este aceeași în toate secțiunile. Ecuația elastică din care rezultă mărimea acestei forțe, din încărcarea uniform repartizată g, va fi:

$$X = \frac{\delta_{ag}}{\delta_{aa}}, \tag{7.56}$$

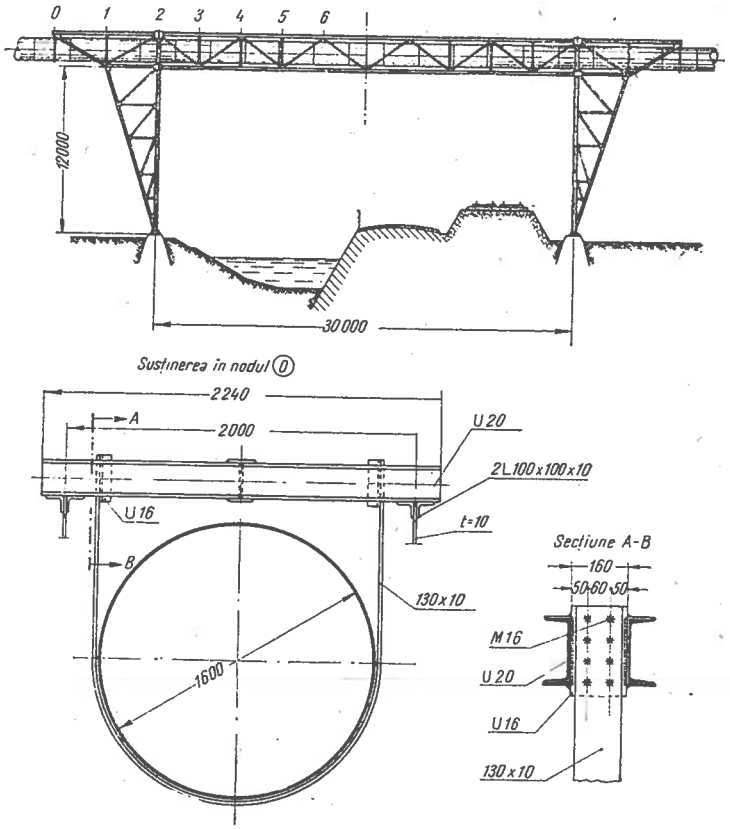


Fig. 340. Portal de susținere și detaliu de susținere în nodul *0*.

unde:

$$\left.\begin{aligned} \delta_{ag} &= \frac{g \cdot f \cdot l^3}{15 \cdot E \cdot J_c}; \\ \delta_{aa} &= \frac{8 f^2 \cdot l}{15 E \cdot J_c} + \frac{\sum S_1^2 \cdot s}{E \cdot A}. \end{aligned}\right\} \tag{7.57}$$

În aceste relații J_c reprezintă momentul de inerție al conductei, A secțiunea totală a cablurilor de susținere, s lungimea cablului în fiecare panou și S_1 eforturile în cablu din $X=-1$.

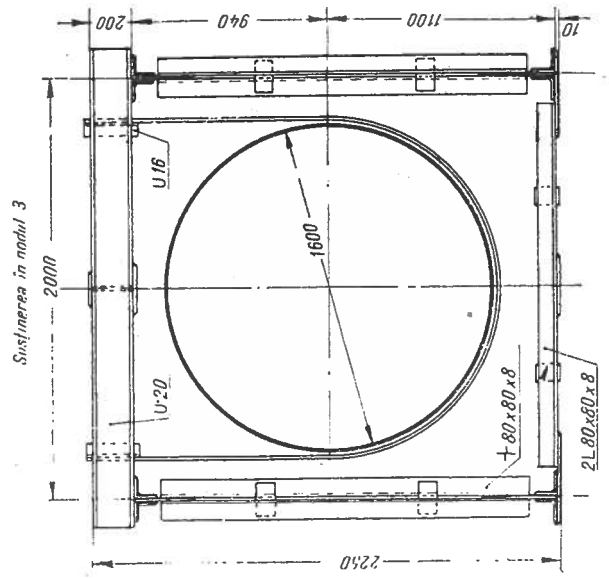


Fig. 342. Detaliu de susținere în nodul *3*.

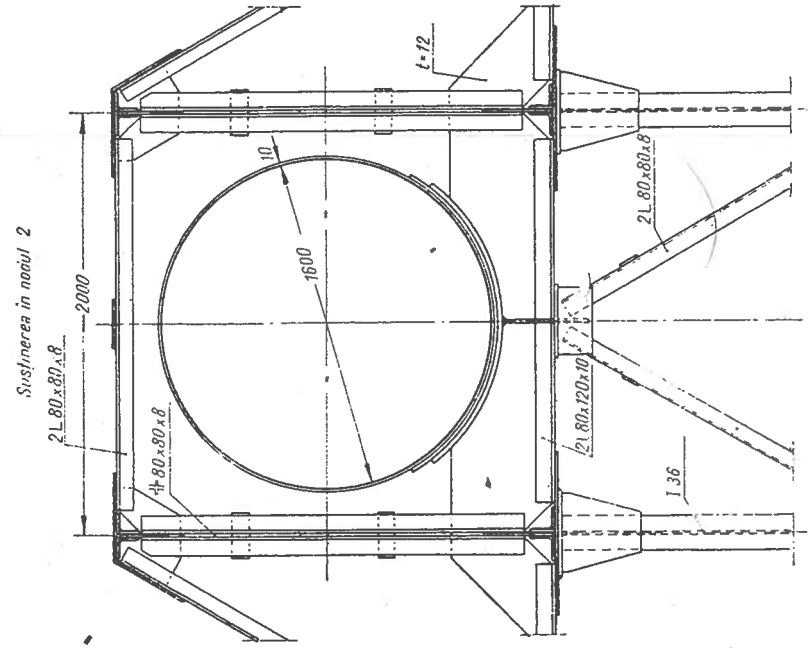


Fig. 341. Detaliu de susținere în nodul *2*.

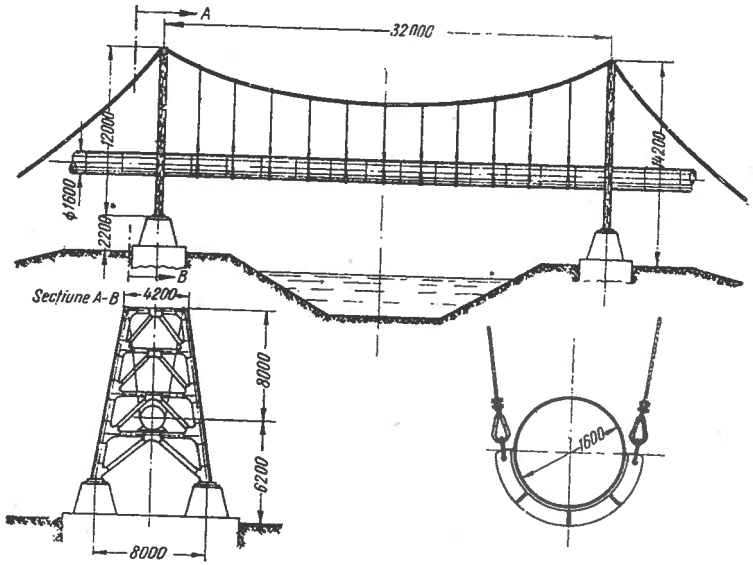


Fig. 343. Soluție de suspendare a conductei cu cabluri portante.

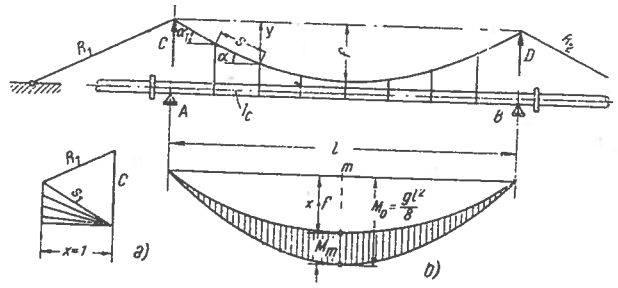


Fig. 344. Schemă de calcul Diagrama momentelor.

Aceste eforturi pot fi stabilite grafic dintr-un poligon al forțelor (fig. 344, *a*) sau analitic $S_1 = -1 \cdot \sec \alpha$. Suma din termenul al doilea din expresia deplasării δ_{aa} se extinde și asupra cablurilor de ancorare R_1 și R_2.

Efortul maxim în cablu rezultă:

$$S_{max} = +X \cdot \sec \alpha, \tag{7.58}$$

unde α reprezintă unghiul față de orizontală al tangentei la cablu.

Într-o secțiune oarecare a grinzii vom avea momentul:

$$M = M_0 - X \cdot y, \tag{7.59}$$

unde M_0 este momentul în secțiunea respectivă în grinda simplu rezemată.

Cînd cablurile de susținere sînt fixate de conductă, soluție la care se economisesc blocurile de ancoraj (fig. 345), considerînd grinda continuă pe patru reazeme, sistemul este de trei ori static nedeterminat.

Ca sistem principal poate să fie considerată grinda pe patru reazeme, a cărei rezolvare este cunoscută. Ca necunoscută X se alege componenta orizontală a efortului din cablu, care este constantă, aceasta rezultînd din:

$$X = \frac{\delta_{ag}}{\delta_{aa}}, \tag{7.60}$$

unde:

$$\delta_{ag} = \int_0^{l+2l_1} M_1 \cdot M_g \frac{dx}{EJ_c}; \tag{7.61}$$

$$\delta_{aa} = \int_0^{l+2l_1} M_1^2 \frac{dx}{EJ_c} + (-1)^2 \frac{l+2l_1}{E \cdot A_c} + \frac{\sum S^2 \cdot s}{E \cdot A}. \tag{7.62}$$

M_1 reprezintă momentele în sistemul principal din încărcarea $X = -1$. Diagrama de momente este arătată în fig. 345, *a*. Valoarea momentului pe reazem rezultă din condiția ca reacțiunea grinzii încărcată cu diagrama de momente în punctele C și D să fie nulă.

$$\frac{f \cdot l}{3} + \frac{f_1 \cdot l_1}{3} - \frac{M_c \cdot l}{2} - \frac{M_c \cdot l_1}{3} = 0,$$

de unde:

$$M_c = \frac{2(f \cdot l + f_1 \cdot l_1)}{3l + 2l_1}. \tag{7.63}$$

M_g reprezintă momentele în grinda continuă pe patru reazeme din încărcarea uniform repartizată g (fig. 345, *b*).

A_c este secțiunea conductei.

Efortul în cablu și momentele în diferitele secțiuni ale conductei se calculează din aceleași relații (7.58) și (7.59), date mai înainte.

O altă soluție este aceea de a arma conducta cu un tirant, transformînd astfel sistemul într-o grindă cu tirant (fig. 346).

Sistemul poate să fie triunghiular (fig. 346, *a*) trapezoidal (fig. 346, *b*) sau parabolic (fig. 346, *c*).

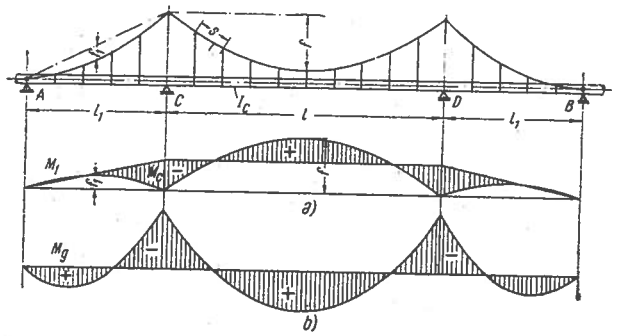


Fig. 345. Schemă de calcul. Diagrama momentelor.

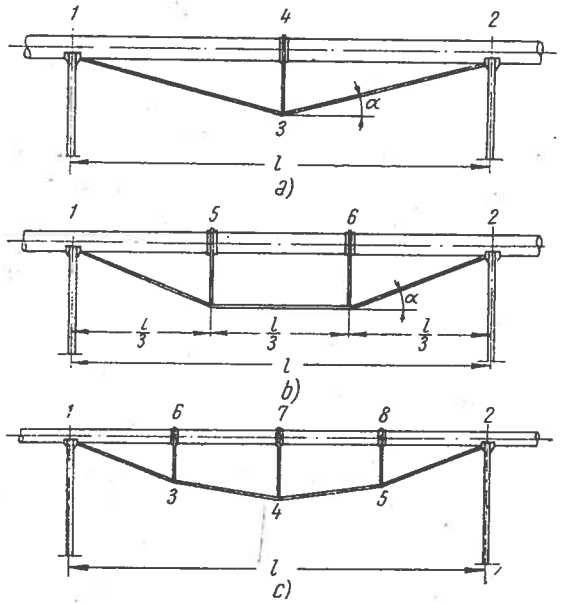


Fig. 346. Sisteme de conducte armate cu tirant.

Dintr-o incărcare uniform repartizată, pentru sistemul triunghiular avem:

efortul în tirant:

$$N_{1-3} = \frac{5 \cdot g \cdot l}{16 \cdot \sin \alpha}; \tag{7.64}$$

efortul în montant:

$$N_{3-4} = -\frac{5 \cdot g \cdot l}{8}; \tag{7.65}$$

efortul axial in conductă:

$$N_{1-2} = \frac{-5 \cdot g \cdot l}{16 \cdot \operatorname{tg} \alpha}; \tag{7.66}$$

momentul maxim în conductă:

$$M_{max} = \frac{g \cdot l^2}{32}; \tag{7.67}$$

Pentru sistemul trapezoidal:

efortul în tirant:

$$N_{1-3} = + \frac{11 \cdot g \cdot l}{30 \cdot \sin \alpha}; \tag{7.68}$$

efortul în tirant:

$$N_{3-4} = + \frac{11 \cdot g \cdot l}{30 \cdot \operatorname{tg} \alpha}; \tag{7.69}$$

efortul axial în conductă:

$$N_{1-2} = - \frac{11 \cdot g \cdot l}{30 \cdot \operatorname{tg} \alpha}; \tag{7.70}$$

efortul în montant:

$$N_{3-5} = - \frac{11}{30} g \cdot l; \tag{7.71}$$

Momentul maxim în conductă:

$$M_{max} = \frac{g \cdot l^2}{90}. \tag{7.72}$$

Cînd înălțimea care trebuie să fie menținută liberă sub conductă nu permite așezarea tirantului, barele de întărire pot fi așezate deasupra conductei, sistemul transformîndu-se într-o grindă macaz. În acest caz, semnul eforturilor axiale se schimbă și în elementul de întărire vom avea compresiune. Lungimea de flambaj a tălpii comprimate poate fi redusă prin montarea unor contrafișe prinse de conductă.

Montarea conductelor de gaz in general nu prezintă dificultăți, înălțimile și greutățile tronsoanelor fiind de obicei reduse. După plantarea stîlpilor, tronsoanele pot fi ridicate cu un catarg simplu sau cu o macara cu braț, mobilă.

VII. 3. CONDUCTE DE PRESIUNE

VII. 3.1. Generalități

Unul din elementele importante ale unei instalații hidroenergetice îl reprezintă conducta care face legătura între castelul de apă și turbinele centralei, conducta de presiune, numită și conductă forțată. În cazul presiunilor mijlocii și mari, aceste conducte se execută din oțel.

Traseul conductei trebuie să fie cît mai scurt, deci cît mai apropiat de linia dreaptă care unește castelul de apă cu centrala. Pentru a realiza această condiție, în cele mai multe cazuri sînt necesare lucrări de pămînt și de artă importante. Cînd costul acestor lucrări devine prea mare, o soluție este aceea de a frînge traseul în anumite puncte, fiind astfel posibilă adaptarea traseului la schimbările de pantă ale terenului. În punctele de schimbare de pantă sînt necesare masive puternice de ancoraj. Între masivele de ancoraj se introduc reazeme intermediare, ale căror fundații trebuie executate pe teren sănătos, pentru a nu avea tasări. Conducta trebuie să fie apărată contra avalanșelor, cînd acest pericol există, iar în lungul conductei apele de ploaie trebuie îndepărtate printr-o canalizare corespunzătoare.

Alimentarea diferitelor agregate, montate într-o centrală, poate fi făcută în următoarele moduri:

1) separat pentru fiecare agregat (fig. 347);

2) pe grupe, o conductă alimentînd două sau mai multe agregate (fig. 348);

3) o conductă unică, care alimentează toate agregatele (fig. 349).

Prima soluție are avantajul unei siguranțe mai mari în exploatare și este soluția indicată în cazul debitelor mari. Soluțiile doi și trei, deși aduc oarecare economii de material metalic, au dezavantajul unor opriri parțiale sau totale a centralei în cazul reparațiilor conductelor. De asemenea avantajele obținute în costul conductelor sînt în parte anulate de costul ridicat al vanelor și al racordurilor necesare.

La centralele mari se poate adapta soluția ca în regiunea superioară conducta să fie unică, iar în partea inferioară, unde presiunea este mare, conducta să se ramifice în două conducte paralele.

Dacă se fixează ca grosime utilă maximă a tablelor conductei 30 mm cu rezistența admisibilă de 1 000 kg/cm² și cu un coeficient de slăbire prin cordoanele de sudură $\varphi=0{,}9$ din formula de dimensionare:

$$t=\frac{pR}{\varphi\sigma_a} \qquad (7.73)$$

rezultă:

$$p\cdot D=2t\varphi\sigma_a=2\times 3\times 0{,}9\times 1\,000=5\,400\ \text{kg/cm}.$$

Înlocuind $p=0{,}1\cdot H$ se obține ca limită pentru conducta cu grosimea tablelor de 30 mm:

$$H\cdot D=540\ \text{kg/m}.$$

Pentru valori mai mari ale produsului $H\cdot D$, va trebui ca grosimea tablelor să fie deci majorată, ceea ce nu se recomandă din punctul de vedere al calității sudurii. O soluție mai indicată, în afară de soluția de înlocuire a conductei unice prin două conducte echivalente, este întrebuințarea conductelor fretate. Prin fretele montate la cald se introduc în peretele conductei solicitări de compresiune, adică eforturi unitare diferite ca semn de cele produse de presiunea apei. Deoarece în frete solicitările inițiale care apar prin răcirea bandajelor sînt de tracțiune, adică de același sens ca cele din presiunea apei, materialul din care se execută fretele se prescrie de o calitate superioară. La dimensionarea tablelor conductelor de presiune nu se iau în considerație solicitările inițiale de compresiune.

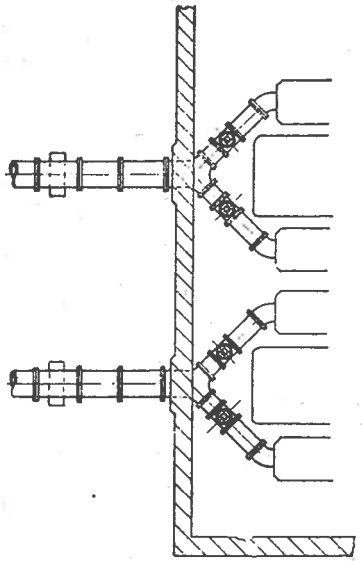


Fig. 348. Alimentare pe grupe a agregatelor.

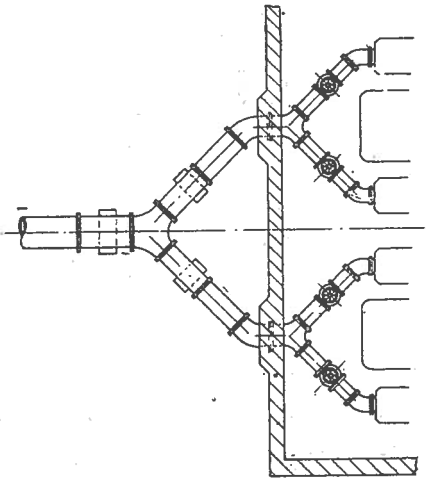


Fig. 349. Alimentare printr-o conductă unică.

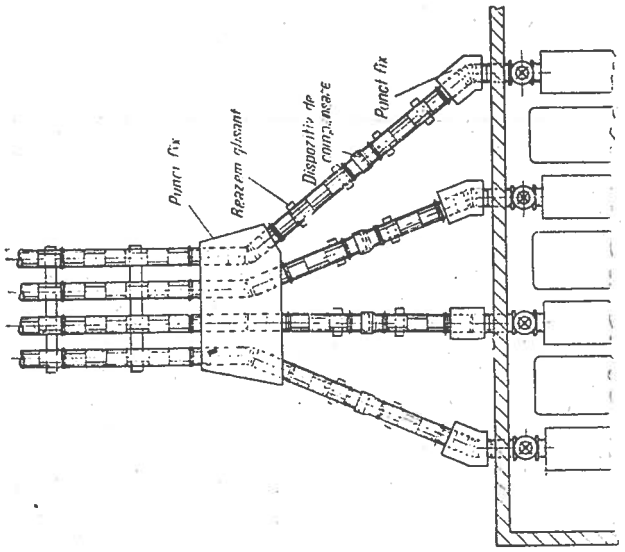


Fig. 347. Alimentare separată a agregatelor.

O soluție care prezintă avantaje economice este propusă de ing. Ferrand. Fretele sînt trase la rece și sînt așezate la distanțe mai mari una de alta decît la conductele fretate obișnuite (fig. 350).

După montarea fretelor se exercită o presiune interioară de 2—2,5 ori mai mare ca presiunea normală, din care cauză mantaua se deformează formînd bucle între frete. Între două frete mantaua reprezintă deci o pînză cu dublă curbură. Eforturile unitare fiind mai mici decît în mantaua cilindrică,

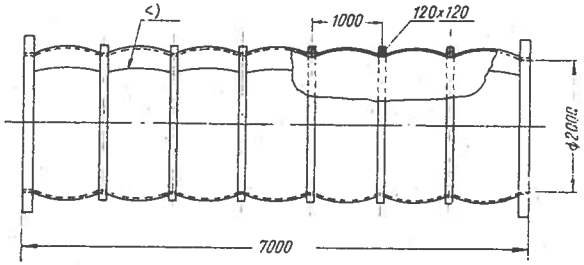


Fig. 350. Conductă fretată sistem Ferrand.

vor rezulta grosimi mai mici de tablă și deci economie de material. Dacă, de exemplu, raza de curbură a buclei este egală cu raza conductei plus înălțimea buclei, bucla reprezintă un inel dintr-o sferă și efortul unitar va fi:

$$\sigma = \frac{pR}{2t\varphi} \leqslant \sigma_a, \tag{7.74}$$

adică jumătate din valoarea efortului unitar în mantaua cilindrică. Secțiunea fretei rezultă din efortul inelar calculat pe lungimea dintre două frete l_1 din care se scade ceea ce preia mantaua cilindrică.

$$A_{fr} = \frac{(pR - t\sigma_a)\, l_1}{\sigma_{fr}}, \tag{7.75}$$

unde σ_a este solicitarea admisă în manta, iar σ_{fr}, în fretă.

Pereții interiori ai conductei nefiind netezi, pierderile de presiune sînt sensibil mărite. Prin încercări s-a determinat o pierdere de presiune, din frecarea pe pereți cu 27% mai mare, ca în cazul conductelor cilindrice. La acest sistem nu sînt necesare măsuri speciale pentru limitarea deformațiilor din temperatură, buclele îndeplinind rolul compensatorilor de dilatație.

La stabilirea diametrului unei conducte trebuie avute în vedere considerente tehnice și economice.

Pierderile de energie, din cauza frecării apei pe pereții conductei, cresc cu viteza apei și sînt invers proporționale cu diametrul conductei.

Cheltuielile de investiție și de exploatare a conductelor scad cu micșorarea diametrului. Prin micșorarea diametrului se reduce grosimea tablelor (grosimea este proporțională cu D, iar greutatea cu D^2) și deci consumul de oțel și suprafața exterioară a conductei, de a cărei mărime sînt legate cheltuielile de întreținere.

Exprimînd valorile energiei pierdute și totalul cheltuielilor de investiție și întreținere privind conducta, se deduce diametrul optim din condiția ca suma acestor două costuri să fie un minim.

O formulă aproximativă stabilită pe acest considerent este:

$$D_{opt} = \sqrt[7]{\frac{5{,}2 \cdot Q_{max}}{H}}, \tag{7.76}$$

unde Q_{max} reprezintă debitul maxim al conductei, în m³/s, iar H presiunea apei în conductă, inclusiv creșterea presiunii prin lovitura de berbec, introdusă în metri.

Astfel cum rezultă din formula (7.76), diametrul conductei scade cu creșterea presiunii H. Este deci rațională construcția la care diametrul conductei scade de sus, pe măsură ce presiunea apei crește și ajunge la valoarea minimă la intrarea conductei în centrală, adică acolo unde presiunea apei este maximă. Diametrul conductei trebuie apoi verificat din punctul de vedere al vitezei apei în conductă, care în cazul conductelor metalice se recomandă să nu depășească 5—6 m/s.

Viteze mai mari duc la pierderi de energie și la mărirea presiunii prin creșterea efectului loviturii de berbec.

VII. 3.2. Sisteme constructive

Conductele de presiune pot fi executate sub formă de conducte aeriene, așezate pe blocuri de reazem, care depășesc cu puțin nivelul terenului sau sub formă de conducte îngropate. În unele cazuri, din cauza configurației terenului, poate să apară necesară montarea conductelor, pe o anumită distanță, în galerii.

Conductele așezate deasupra solului au avantajul că pot fi mai ușor supravegheate și întreținute, în schimb sînt expuse avalanșelor și pericolului de îngheț. În condițiile climaterice de la noi pericolul de îngheț nu este însă mare. Se consideră acest pericol înlăturat dacă prin conductă curge o cantitate de apă, în m³/h, egală cu suprafața laterală a conductei, în m². Conductele îngropate au ca avantaje, pe lîngă înlăturarea pericolului de îngheț, o siguranță contra avalanșelor și deformații reduse din temperatură. În schimb întreținerea este dificilă și măsurile de protecție a construcției contra acțiunii corozive a terenului umed sînt în general costisitoare.

Din punctul de vedere al rezemării, conductele forțate pot fi executate după una din următoarele soluții:

a) Conducta formată din tronsoane rectilinii este încastrată la extremitățile tronsoanelor în masive de ancoraj (fig. 351, *a*).

Masivele de ancoraj trebuie plasate în toate secțiuniie în care traseul prezintă schimbări de înclinație sau de aliniament și la distanțe maxime de 150—200 m unul de altul. Între două masive de ancoraj conducta este așezată pe reazeme intermediare, executate ca reazeme mobile. Din cauza variațiilor de temperatură, apar în conductă forțe axiale importante de compresiune sau de tracțiune, după cum avem o ridicare sau o scădere a temperaturii față de temperatura la care s-a executat la montaj încastrarea conductei în masivul de ancorare.

b) Conducta, de asemenea continuă și încastrată în masivele de ancoraj, este executată între două masive consecutive cu o anumită curbură (fig. 351, *b*).

Cu cît săgeata curbei, măsurată față de axa care unește blocurile de ancoraj, va fi mai mare, cu atît impingerile în blocul de ancoraj din variația temperaturii față de cea de montaj vor fi mai mici.

c) Prin introducerea unui compensator de dilatație în fiecare tronson al conductei, executată după prima soluție (fig. 351, *c*), variația temperaturii nu dă naștere la împingeri în blocurile de ancoraj.

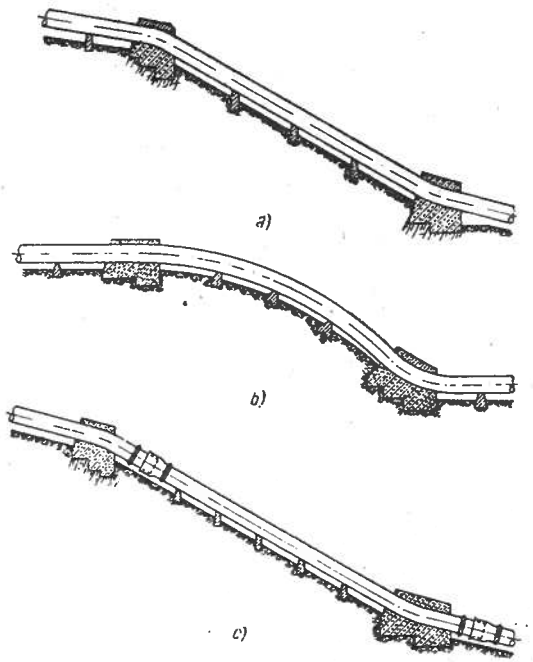


Fig. 351. Sisteme de rezemare ale conductei:
a — tronsoane rectilinii încastrate în masive de ancoraj;
b — tronsoane curbe încastrate în masive de ancoraj;
c — tronsoane rectilinii cu compensatori de dilatație.

In conductă, din variația temperaturii, apar forțe axiale, care sînt însă mai reduse decît în primul caz și se datoresc frecărilor care apar în reazemele mobile intermediare și în manșonul aparatului de compensare.

VII. 3.3. Incărcări

Încărcările principale care acționează asupra conductei și a reazemelor sînt următoarele:

1. **Greutatea proprie a conductei,** o încărcare verticală uniform repartizată pe lungimea unui tronson cu diametru și grosime de tablă constantă. Insemnînd cu α înclinația axei conductei față de orizontală, se poate descompune încărcarea din greutatea proprie într-o componentă paralelă cu axa conductei: $g \cdot \sin \alpha$ și o componentă normală pe această axă: $g \cdot \cos \alpha$.

2. **Presiunea apei** care se calculează în următoarele alternative:

a) *Presiunea maximă hidrostatică* p_s (fig. 352), care este egală cu înălțimea coloanei de apă h_s, introdusă în metri, înmulțită cu greutatea specifică.

$$p_s = \gamma \cdot h_s = 0{,}1 \cdot h_s \text{ în kg/cm}^2. \qquad (7.77)$$

La capătul inferior conducta este strangulată, astfel că secțiunea deschisă reprezintă numai cîteva procente din secțiunea conductei. O parte din energia potențială, reprezentată în figură prin h_v, este consumată pentru

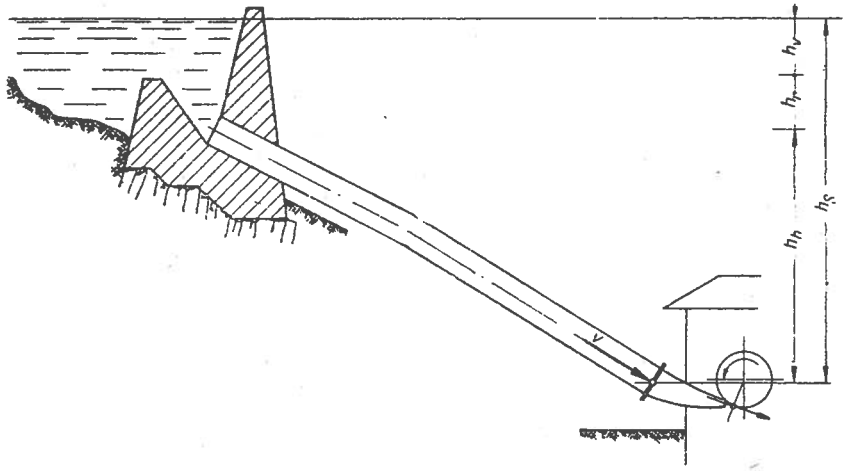


Fig. 352. Schema unei conducte de presiune și pierderile de sarcină.

producerea vitezei apei în secțiunea liberă, iar o altă parte h_r, pentru învingerea frecărilor în conductă.

Pierderea de presiune pentru producerea vitezei este egală cu:

$$h_v = \frac{v_i^2}{2g} \qquad (7.78)$$

unde v_i reprezintă viteza apei în centrul secțiunii inferioare a conductei.

Pierderea de presiune prin frecarea apei pe pereții conductei se poate calcula din formula:

$$h_r = \frac{\lambda l}{D} \cdot \frac{v^2}{2g}, \qquad (7.79)$$

sau introducînd pentru:

$$v = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D^2} = 1{,}27 \frac{Q}{D^2}$$

se obține:

$$h_r = 0{,}08264 \, \lambda \cdot l \frac{Q^2}{D^5}, \qquad (7.79a)$$

Tabela 48

Valorile coeficientului λ

Modul de execuție	Coeficientul λ
Conductă nituită nouă	0,021
Conductă nituită veche	0,026—0,029
Conductă nituită cu eclise și nituri înecate, construcție nouă	0,018
Conductă nituită cu eclise și nituri înecate, construcție veche . . .	0,021—0,026
Conductă sudată nouă	0,015—0,018
Conductă sudată veche	0,021—0,026

unde λ este un coeficient care ține seama de rugozitatea pereților. Pentru determinarea valorii acestui coeficient sînt date în literatura de specialitate o serie de formule. Dăm în tabela 48 cîteva valori pentru coeficientul λ, stabilite experimental pentru diferite moduri de execuție a conductelor metalice.

b) Presiunea maximă hidrodinamică (h_d). Prin modificarea bruscă sau foarte rapidă a regimului de curgere se produc modificări ale presiunilor, de care trebuie să se țină seamă la dimensionarea conductelor. Modificarea de presiune începe imediat lîngă vana de închidere și se propagă în sus cu viteza ω. Viteza ω rezultă după Allievi din relația:

$$\omega = \frac{9\,900}{\sqrt{48{,}3 + K\frac{D}{t}}} \text{ în m/s.} \tag{7.80}$$

Pentru conducte metalice K se ia 0,5, iar diametrul și grosimea tablelor t se introduc în metri.

Cînd unda atinge nivelul superior, ea este reflectată în jos și această oscilație se continuă pînă este complet amortizată de frecările apei pe pereții conductei.

Timpul de revenire al undei în secțiunea unde a fost provocată va fi deci:

$$t = \frac{2L}{\omega}, \tag{7.81}$$

unde L reprezintă lungimea conductei.

Însemnînd cu v_0 viteza medie a apei în conductă și cu h_s înălțimea statică (valorile inițiale ale vitezei și presiunii în conductă), sînt de deosebit trei cazuri pentru calculul presiunii maxime, după cum urmează:

Cazul 1:

$$\omega v_0 < 2g \cdot h_s .$$

Înălțimea maximă a coloanei de apă se calculează din ecuația:

$$h_d^2 - 2h_d\left\{H + \frac{\omega^2}{g}\left[\left(1 - \frac{t}{T}\right)\frac{v_0}{\sqrt{2g \cdot h_s}}\right]^2\right\} + H^2 = 0. \tag{7.82}$$

unde T este timpul de închidere, în secunde, iar

$$H = h_s + \frac{\omega \cdot v_0}{g} \tag{7.83}$$

reprezintă înălțimea de presiune în cazul unei închideri instantanee.

Cazul 2:

$$\omega v_0 > 3g \cdot h_s .$$

Presiunea maximă se calculează din ecuația:

$$h_d^2 - h_d \cdot h_s\left[2 + \left(\frac{L \cdot v_0}{g \cdot T \cdot h_s}\right)^2\right] + h_s^2 = 0. \tag{7.84}$$

Din cele două soluții ale ecuațiilor de gradul II, soluția cu plus reprezintă cazul de închidere a vanei, iar soluția cu minus de deschidere.

În fig. 353 este reprezentată variația presiunii hidrodinamice pentru cele două cazuri.

Cazul 3:

$$2gh_s < \omega v_0 < 3gh_s .$$

După cum timpul de închidere

$$T \leqslant \frac{\omega \cdot v_0 - g \cdot h_s \cdot L}{\omega \cdot v_0 - 2g \cdot h_s \cdot \omega}, \tag{7.85}$$

presiunea maximă se calculează după cazul 1 sau 2.

La punerea în funcțiune a centralei, prin deschiderea vanei, presiunea în fața vanei va scădea sub presiunea statică.

Se deosebesc de asemenea două cazuri:

Cazul 1:

$$T < \frac{2L}{\omega}.$$

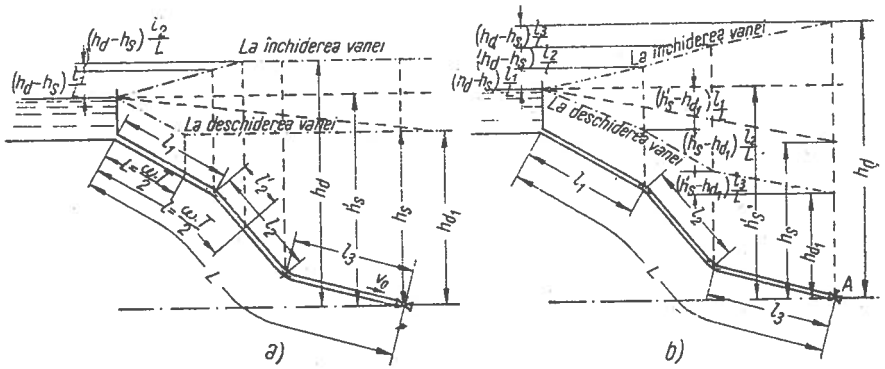


Fig. 353. Presiunea hidrodinamică:
a — cazul I; *b* — cazul II.

Presiunea maximă se calculează din ecuația:

$$h_1^2 - 2h_1\left\{h_s + \frac{\omega^2}{g}\left[\frac{v_1}{\sqrt{2gh_s}}\frac{t}{T}\right]^2\right\} + h_s^2 = 0. \tag{7.82a}$$

unde v_1 este viteza medie urmărită în conductă.

Cazul 2:

$$T \geqslant \frac{2L}{\omega}.$$

Presiunea se calculează din:

$$h_1^2 - h_1 h_s\left[2 - \left(\frac{L \cdot v_1}{gTh_s}\right)^2\right] + h_s^2 = 0. \tag{7.84a}$$

Diametrul și grosimea pereților fiind variabile, se calculează cu valori ponderate.

c) Presiunea de probă. Construcția montată se probează:

— cu presiunea hidrostatică (probă suficientă la instalațiile mici);

— prin crearea unor suprapresiuni cu maximum 50% mai mari ca presiunea de regim;

— prin crearea unor suprapresiuni dinamice cu ajutorul turbinelor. Această metodă este întrebuințată în special la conducte la care separarea în tronsoane, care pot fi încercate separat, nu este posibilă.

Asupra conductei, presiunea apei se exercită după următoarele direcţii:

a) Ca presiune interioară normală pe pereţii conductei;

b) Ca o încărcare axială care poate să fie provocată de una din următoarele cauze:

— prin montarea unei vane sau a unui dop. In acest caz forţa axială va fi:

$$P_a = \frac{\pi D^2}{4} p = \frac{\pi D^2}{4} \gamma H. \qquad (7.86)$$

Această forţă se transmite prin peretele conductei masivului de ancoraj imediat superior;

— prin modificarea diametrului conductei. Trecerea de la diametrul D_1 la diametrul D_2 se face printr-un tronson conic cu lungimea l_c (fig. 354).

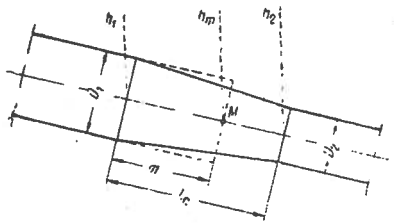


Fig. 354. Modificarea secţiunii prin schimbarea diametrului conductei.

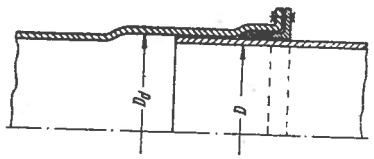


Fig. 355. Modificarea diametrului prin compensator de dilataţie.

Forţa axială se calculează ca presiunea pe inelul rezultat din suprapunerea secţiunilor cu diametru D_1 şi D_2.

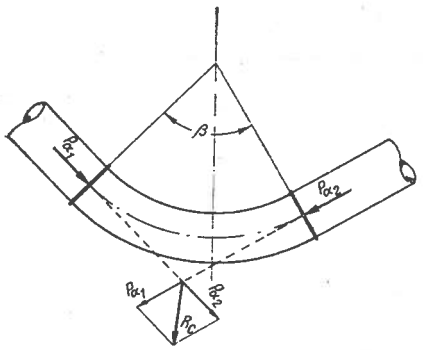


Fig. 356. Cot vertical.

$$P_\beta = (D_1^2 - D_2^2)\frac{\pi}{4} p. \qquad (7.87)$$

Presiunea p din formulă se stabileşte pentru secţiunea aflată la distanţa m, măsurată faţă de secţiunea *1* şi care rezultă din relaţia:

$$m = \frac{D_1 + 2D_2}{D_1 + D_2} \frac{l_c}{3}; \qquad (7.88)$$

— prin introducerea unui compensator de dilataţie (fig. 355).

Pe suprafaţa frontală a manşonului se exercită presiunea

$$P_\gamma = (D_d^2 - D^2)\frac{\pi}{4} p, \qquad (7.89)$$

care se transmite ca o forţă axială prin pereţii conductei pînă la masivul de ancorare. Această forţă este importantă în special la compensatorii lenticulari, la care diferenţa între cele două diametre este mare.

c) In coturile conductei apar reacţiuni dirijate înspre exteriorul curbei. Mărimea şi direcţia reacţiunii se poate calcula fiind rezultanta presiunilor pe suprafeţele finale ale cotului (fig. 356).

Cind cele două secţiuni sint aceleaşi, reacţiunea R_c este dirijată după bisectoarea unghiului β.

3. **Greutatea apei.** La calculul reacţiunilor conductei pe reazeme, intervine componenta greutăţii apei după normala pe axa conductei. Considerînd distanţa dintre reazeme constantă şi egală cu l, reacţiunea va fi:

$$R_a = \frac{\pi D^2}{4} \gamma l \cos\alpha. \qquad (7.90)$$

4. **Incărcarea cu pămînt.** Această încărcare intervine numai în cazul conductelor îngropate. Greutatea pe metru liniar este:

$$g_p = \left[\left(e + \frac{D_e}{2}\right) D_e - \frac{D_e^2 \pi}{8}\right] \gamma_p, \qquad (7.91)$$

unde „e" reprezintă adîncimea pînă la nivelul superior al conductei, iar D_e — diametrul exterior.

Incărcarea verticală g_p se descompune într-o componentă normală pe axa conductei $g_p \cdot \cos\alpha$ şi o componentă longitudinală $g_p \cdot \sin\alpha$, care nu poate să depăşească forţa de frecare dintre pămînt şi conductă, egală cu $g_p \cdot \mu \cdot \cos\alpha$. Pentru coeficientul de frecare se ia $\mu = 0{,}5$.

5. **Forţele de frecare.** Forţele de frecare apar din următoarele cauze:

— din frecarea apei pe pereţii conductei. Forţa de frecare este egală cu:

$$P_{5\alpha} = \gamma h_r \frac{\pi D^2}{4}, \qquad (7.92)$$

unde h_r este pierderea de presiune prin frecare pe lungimea l şi este dirijată în sensul mişcării apei;

— din frecările în compensatorii de dilataţie. Forţa de frecare este:

$$P_{5\beta} = \pi D_d b \mu_s p, \qquad (7.93)$$

unde b este lungimea etanşării, iar μ_s coeficientul de frecare;

— din frecările reazemelor mobile. Forţele de frecare se calculează din relaţia:

$$P_{5\gamma} = (R_g + R_a + R_p)\mu_f, \qquad (7.94)$$

unde R_g, R_a şi R_p reprezintă reacţiunile conductei din greutatea proprie, greutatea apei şi încărcarea cu pămînt, iar μ_f coeficientul de frecare între conductă şi reazem. Coeficientul de frecare, în funcţie de modul cum este executată rezemarea, se va lua după cum urmează:

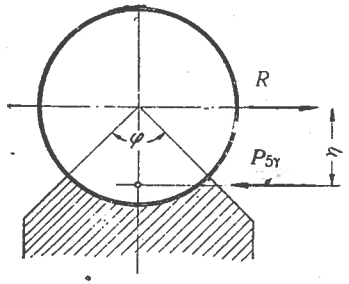


Fig. 357. Forţa de frecare în reazemul mobil.

— pentru frecarea conductei pe beton $\mu_f = 0{,}60—0{,}75$;

— pentru frecarea pe o placă metalică fără ungere $\mu_f = 0{,}50$;

— pentru frecarea pe o placă metalică cu ungere defectoasă $\mu_f = 0{,}30—0{,}25$;

— idem, ungere cu grafit $\mu_f = 0{,}12—0{,}15$.

— idem, ungere cu ulei gros $\mu_f = 0{,}20$;

Forța de frecare în reazeme solicită conducta excentric. Însemnînd cu φ unghiul la centru al sectorului de rezemare (fig. 357) poziția forței P_{5r} este determinată prin distanța:

$$r_1 = R\frac{\sin\varphi}{\text{arc}\,\varphi}. \tag{7.95}$$

6. **Influența variațiilor de temperatură.** Această influență intervine la conductele fără compensatori de dilatație. Pentru o variație de temperatură Δt, față de temperatura la care s-a executat montajul conductei în blocurile de ancoraj, rezultă o forță axială:

$$P_6 = \pi D \cdot t \cdot E \cdot \alpha_t \cdot \Delta t. \tag{7.96}$$

Considerînd că montajul se execută la o temperatură de +15 °C, pentru Δt se recomandă:

±10 °C pentru conducta plină;
±40 °C pentru conducta goală.

VII. 3.4. Ipoteze de încărcare

Normele Glavghidroenergostroi încadrează în categoria încărcărilor fundamentale următoarele:

— greutatea proprie;
— presiunea apei care se ia egală cu presiunea hidrostatică sporită cu presiunea hidrodinamică, care poate avea loc în cursul unei exploatări normale a centralei;
— greutatea apei;
— încărcarea cu pămînt, în cazul conductelor îngropate;
— forțele de frecare;
— influența variațiilor de temperatură.

Conducta trebuie dimensionată la solicitarea cea mai defavorabilă, care rezultă din combinarea acestor încărcări.

În plus conducta trebuie verificată și în ipoteza de încărcare cu sarcini fundamentale și accidentale.

În categoria încărcărilor accidentale sînt considerate:

— încărcările de probă;
— presiunea hidrodinamică, care se adaugă la presiunea hidrostatică, în cazul nefuncționării regulatorilor de presiune ai turbinei (evacuarea în gol);
— încărcarea cu zăpadă, prin troiene de zăpadă;
— influența unei umpleri parțiale (pe jumătate) a conductei.

În categoria încărcărilor excepționale se consideră influența cutremurelor.

VII. 3.5. Calculul și dimensionarea conductelor de presiune

Sub influența încărcărilor perpendiculare pe axa longitudinală, conducta se comportă ca o grindă, atunci cînd nu are inele de rezemare și ca un sistem spațial cînd inelele de rezemare fac parte din construcția conductei.

Cazul 1. Conductă fără inele de rezemare.

Eforturile unitare se calculează după cum urmează:

a) din presiunea interioară $p = \gamma H$ apar eforturile unitare:

$$\sigma_{\varphi_1} = \frac{pD}{2t} = \frac{\gamma HD}{2t}; \tag{7.97}$$

b) din încărcările perpendiculare pe axa conductei (componenta greutății proprii, a greutății lichidului și a încărcării cu pămînt), conducta este supusă la încovoiere. Ținînd seama de continuitate, momentul maxim se calculează din formula:

$$M = \frac{1}{12} q l^2 \cdot \cos\alpha, \tag{7.98}$$

unde:

$$q = q_{prop.} + q_{apă} + q_{pămînt};$$

α este inclinația față de orizontală a conductei;
l — distanța dintre reazeme.

Efortul unitar după generatoare rezultă:

$$\sigma_{x_1} = \frac{MD}{2I} = \frac{4M}{\pi t D^2}. \tag{7.99}$$

Acest efort unitar are valoarea maximă în punctele situate pe diametrul vertical. Cum eforturile maxime de alunecare apar în punctele aflate pe diametrul orizontal, se recomandă ca îmbinările longitudinale ale tablelor să fie plasate pe generatoarele care se află în plane înclinate cu 45° față de planul vertical;

c) încărcările axiale dau naștere la un efort unitar după generatoare:

$$\sigma_{x_2} = \frac{\sum P_n}{\pi \cdot t \cdot D}. \tag{7.100}$$

La conductele încastrate în blocurile de ancoraj și executate fără compensatori de dilatație, se mai adaugă din variația temperaturii:

$$\sigma_{x_3} = \alpha_t \cdot E \cdot \Delta t. \tag{7.101}$$

Cazul 2. Conductă cu inele de rezemare.

În funcție de condițiile de rezemare, sistemul se calculează astfel cum s-a arătat în subcap. VII.1.

La solicitările longitudinale rezultate din presiunea apei și greutatea proprie:

$$\sigma_{x_1} = \frac{n_x}{t} \tag{7.102}$$

se mai adaugă și efortul unitar din forțele axiale care, ca și în cazul precedent, rezultă din relația (7.100).

Dimensionarea tablelor conductei, după normele Glavghidroenergostroi, se face pe baza rezistenței maxime de forfecare, adică:

$$\tau_{max} = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \leqslant \frac{\sigma_a}{2} \tag{7.103}$$

sau introducînd:

$$\sigma_{1,2} = \frac{1}{2}\left[(\sigma_\varphi + \sigma_x) \pm \sqrt{(\sigma_\varphi - \sigma_x)^2 + 4\tau^2}\right]$$

se obține condiția de dimensionare:

$$\sqrt{(\sigma_\varphi - \sigma_x)^2 + 4\tau^2} \leq \sigma_a, \qquad (7.103a)$$

unde:

$$\sigma_x = \sum \sigma_{xn} \quad \text{și} \quad \tau = \frac{n_{x\varphi}}{t}.$$

Rezistențele admisibile, după aceleași norme, stabilite pentru diferite ipoteze de încărcare, sînt date în tabela 49.

Dacă dimensionarea se face pe baza rezistențelor reduse, formulele de verificare sînt:

$$\sigma_{\varphi r} = \sigma_\varphi - \mu \cdot \sum \sigma_{xn} \leq \sigma_a ;$$
$$\sigma_{xr} = \sum \sigma_{xn} - \mu\sigma_\varphi \leq \sigma_a . \qquad (7.103b)$$

Pentru o dimensionare preliminară se poate lua în considerație numai rezistența maximă de întindere. În acest caz, rezistențele admisibile date în tabela 49 se reduc cu 20% și condiția de dimensionare va fi:

$$\sigma_\varphi \leq 0{,}8\,\sigma_a . \qquad (1.103c)$$

La grosimea de tablă rezultată din calcule se mai adaugă 1—2 mm, avînd în vedere coroziunea. Rezistențele admisibile, date în tabela 49, se reduc cu 15% pentru porțiunile de conductă aflate în regiunea racordurilor, coturilor și derivațiilor, grosimea tablelor în aceste regiuni trebuind să fie în orice caz cu cel puțin 2 mm mai mare ca grosimea tronsoanelor alăturate.

Tabela 49

Rezistențe admisibile pentru conducte de presiune

Ipoteze de încărcare	OL 38, kg/cm²	OT 40, kg/cm²
Fundamentale	1 050	750
Fundamentale și accidentale . . .	1 600	1 100
Fundamentale, accidentale și catastrofale	1 900	1 300

VII. 3.6. Verificarea stabilității mantalei metalice

Rigiditatea mantalei trebuie verificată în alternativa existenței unei presiuni exterioare. Această presiune poate să apară dacă prin închiderea vanei superioare se produce vid în conductă. Valoarea maximă a presiunii, în cazul producerii unui vid absolut, va fi deci de 1 kg/cm².

Considerînd un inel cu înălțime unitară, cu raza R și cu grosimea peretelui t, încărcat cu o presiune uniformă radială exterioară, presiunea critică, la care apare pierderea stabilității, se calculează din relația:

$$p_{cr} = \frac{3K}{R^3}, \qquad (7.104)$$

unde K reprezintă rigiditatea cilindrică a plăcii, relația (5.22).

Înlocuind valoarea K se obține:

$$p_{cr} = \frac{Et^3}{4\,(1-\mu^2)\,R^3}. \qquad (7.105)$$

Presiunea exterioară va trebui să fie inferioară presiunii critice reduse cu coeficientul de siguranță, care se ia de obicei $c=2$.

$$p \leq \frac{p_{cr}}{2}.$$

Din relația (7.105) se obține:

$$\frac{t}{R} \geq \sqrt[3]{\frac{4c\,(1-\mu^2)}{E}\,p} \qquad (7.106)$$

sau introducînd valorile pentru c, μ și E, avem condiția:

$$\frac{t}{R} \geq 0{,}0151\,\sqrt[3]{p}, \qquad (7.107)$$

adică pentru $p=1$ kg/cm²:

$$\frac{t}{R} \geq 0{,}015 = \frac{1}{65}.$$

Pentru conducta întărită cu inele rigide, așezate la distanța l unul de altul, se poate folosi relația stabilită pentru p_{cr} de R. Mises:

$$p_{cr} = \frac{Et}{(n^2-1)\,RN^2} + \frac{Et^3}{12\,(1-\mu^2)\,R^3}\left(n^2 - 1 + \frac{2n^2-1-\mu}{N}\right), \qquad (7.108)$$

unde:

$$N = 1 + \left(\frac{nl}{\pi R}\right)^2,$$

n fiind numărul semiundelor în care se împarte cercul paralel, în cazul pierderii stabilității. Acest număr se determină astfel, ca p_{cr} să atingă valoarea minimă.

De exemplu, pentru $\frac{l}{R}=2$ și $\frac{t}{R}=\frac{1}{200}$ se obține $n=6$ și $p_{cr}=2{,}18$ kg/cm².

VII. 3.7. Calculul masivelor de ancoraj

Masivul de ancoraj reprezentînd un reazem fix al conductei, trebuie verificată stabilitatea lui la alunecare și răsturnare, precum și presiunile pe teren și eforturile unitare în beton în anumite secțiuni periculoase. Pe lîngă reacțiunile conductei, normală pe axă și în lungul axei, ca o forță importantă, care trebuie mai întîi apreciată, apare greutatea blocului. Ca o primă condiție trebuie ca rezultanta R a tuturor forțelor care acționează asupra masivului, inclusiv greutatea proprie, să cadă în sîmburele central al secțiunii de bază. În al doilea rînd, descompunînd rezultanta R în componentele N și H, normală și paralelă cu suprafața de bază, va trebui ca raportul $\frac{H}{N}$ să fie mai mic ca tangenta unghiului de 20°. Această condiție, considerînd coeficientul de frecare între beton și pămînt egal cu 0,7, reprezintă un coeficient de siguranță la alunecare egal cu doi.

În cazul cînd masivul este așezat simetric față de axa conductei, iar suprafața de bază este dreptunghiulară, presiunea pe teren se calculează din relația:

$$p_e = \frac{N}{A}\left(1 + \frac{6e}{a}\right), \qquad (7.109)$$

unde:

A este suprafaţa de bază a blocului, în cm²;

e — excentricitatea componentei normale N faţă de centrul de greutate al suprafeţei de bază;

a — înălţimea dreptunghiului suprafeţei de bază.

În fig. 358, *a* este arătată variaţia presiunilor pe teren. Presiunile admisibile se stabilesc de la caz la caz, în funcţie de natura terenului de fundaţie.

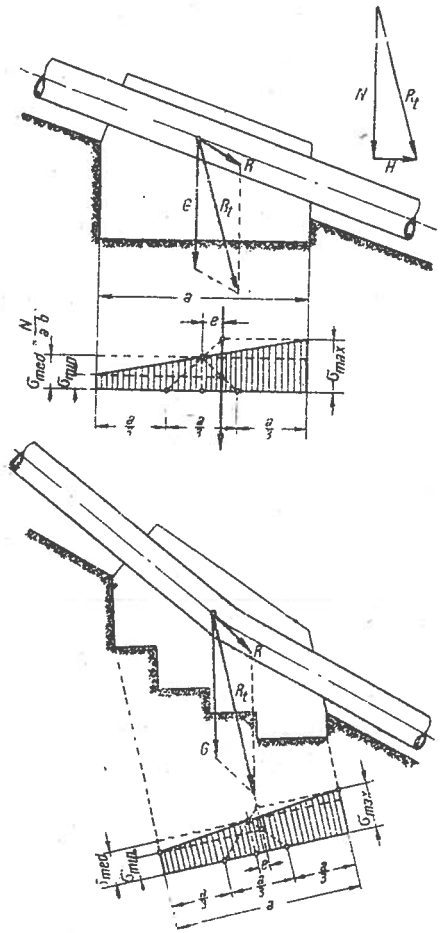


Fig. 358. Masive de ancoraj — verificarea presiunilor pe teren.

În cazul terenurilor înclinate şi stîncoase, se recomandă executarea suprafeţei, de bază în trepte (fig. 358, *b*).

În acest caz, ca suprafaţă de bază pentru calculul presiunilor pe teren se consideră proiecţia suprafeţei de bază pe un plan pe care rezultanta P_t a tuturor forţelor este normală.

Pentru determinarea eforturilor unitare într-o anumită secţiune prin masiv, se calculează rezultanta forţelor care acţionează deasupra secţiunii. Această rezultantă se descompune în cele două componente N şi H (normală şi paralelă cu secţiunea).

Eforturile unitare rezultă:

$$\sigma_{\substack{max\\min}} = \frac{N}{A}\left(1 \pm \frac{6e}{a}\right) \quad \text{şi} \quad \tau = \frac{H}{A}.$$

În cazul cînd σ_{min} este un efort unitar de întindere, trebuie prevăzute armături metalice.

În cazul unei conducte cu curbura spre exterior, reacţiunea R_c (v. fig. 356) fiind dirijată înspre exterior, trebuie prevăzute ancoraje care să împiedice ridicarea conductei de pe reazem. La calculul forţei de ridicare se ţine seama şi de acţiunea forţei centrifuge, a cărei mărime poate fi calculată din relaţia:

$$R_w = \frac{\gamma v^2}{g}\frac{\pi D^2}{4}\sin\frac{\beta}{2}. \qquad (7.110)$$

Direcţia acestei forţe este după bisectoarea unghiului β şi dirijată înspre exteriorul curbei.

VII. 3.8. Detalii constructive

Conductele se execută din tronsoane, a căror lungime este fixată de posibilităţile de transport.

În fig. 359 şi 360 sînt arătate două soluţii privind executarea conductelor în alternativa nituită.

La soluţia din fig. 359, tablele care formează virolele şi de asemenea virolele între ele sînt asamblate prin suprapunere. Din această cauză una din table, în regiunea unde se suprapun trei table, trebuie să fie ascuţită. Această operaţie complică într-o oarecare măsură execuţia.

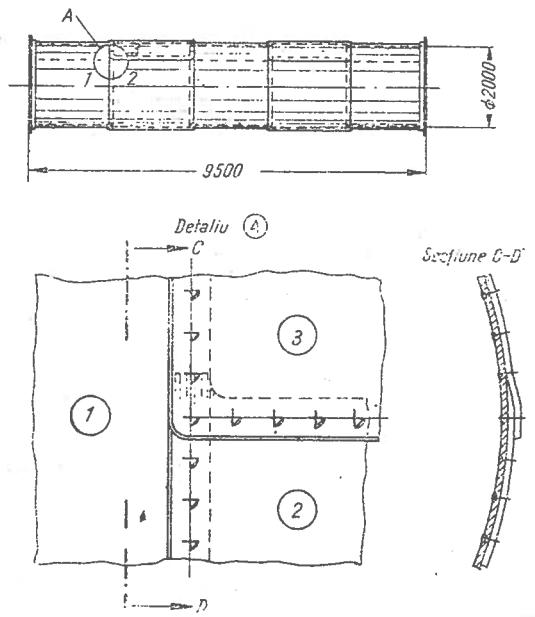


Fig. 359. Conductă nituită. Îmbinări prin suprapunere.

La soluţia din fig. 360, tablele care alcătuiesc virolele sînt asamblate prin eclisare, iar virolele între ele, prin suprapunere.

Pentru reducerea frecărilor apei pe pereţii conductei, capul interior al niturilor se execută semiînecat.

În fig. 361 şi 362 sînt date două soluţii privind executarea conductelor sudate.

Tronsonul la soluţia din (fig. 361) este format din mai multe virole îmbinate prin cordoane în capete. Fiecare virolă este executată dintr-o tablă, îmbinarea de închidere de asemenea cap la cap fiind plasată alternativ pe o parte şi pe alta a conductei şi sub o înclinaţie de 45° faţă de axa verticală.

La soluţia din (fig. 362), tronsonul este alcătuit din table lungi, îmbinate prin cordoane executate în capete şi apoi tablele fiind îndoite. Soluţia are avantajul unei reduceri a lungimii cordoanelor de sudură şi a unei execuţii mai simple, în special la folosirea metodei automate sub fondant. În schimb se necesită utilaj mai greu pentru executarea îndoirii.

În fig. 363 este arătată soluţia constructivă a unei conducte fretate cu diametrul de 2 000 mm.

Îmbinările tronsoanelor pot fi executate sudate, bulonate sau nituite.

Soluţia primă, la care îmbinările se execută prin cordoane în capete, are mari avantaje din punct de vedere hidraulic, prezintă însă dificultăţi mari la şantier.

În fig. 364 sînt arătate patru soluţii la care îmbinarea tronsoanelor este executată cu buloane, conducta fiind prevăzută cu flanşe executate din corniere.

Etanşarea rostului se realizează printr-o funie de cînepă ceruită sau înbibată cu miniu de plumb, sau printr-un cordon de cauciuc rotund sau plat.

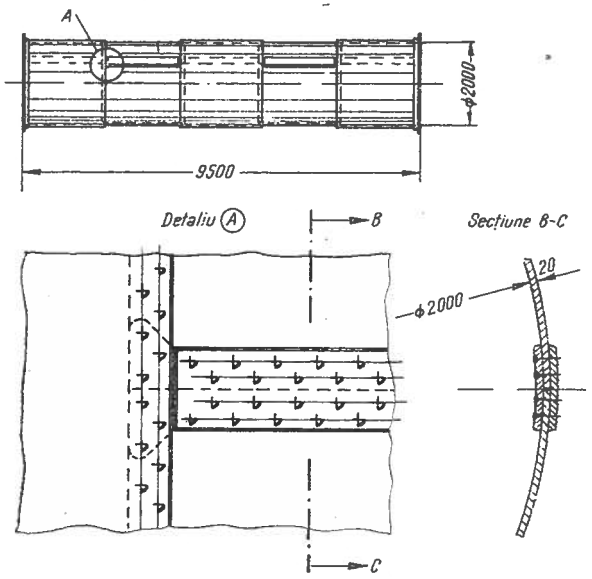


Fig. 360. Conductă nituită. Îmbinări cu eclise.

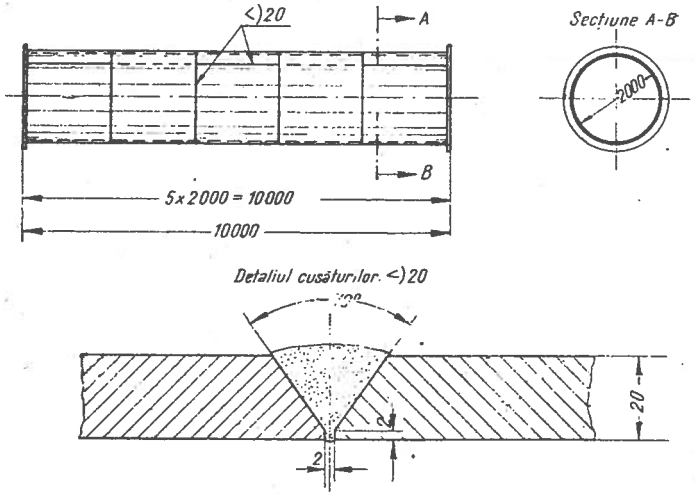


Fig. 361. Conductă sudată, formată din mai multe virole.

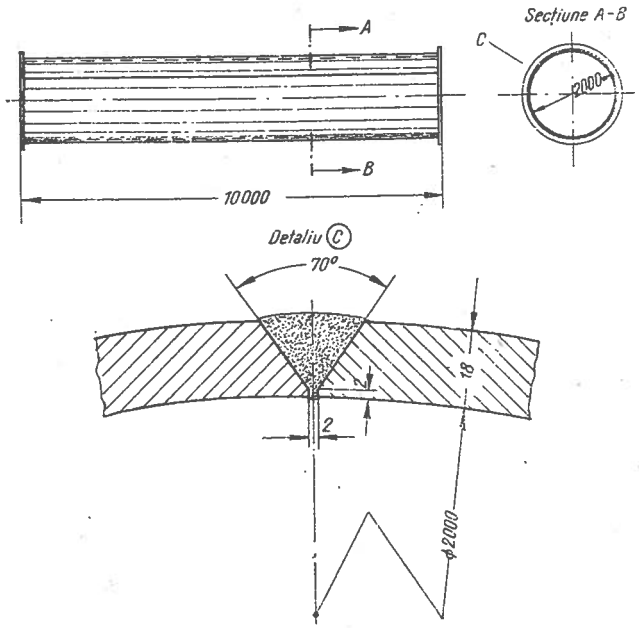


Fig. 362. Conductă sudată, formată dintr-o singură virolă.

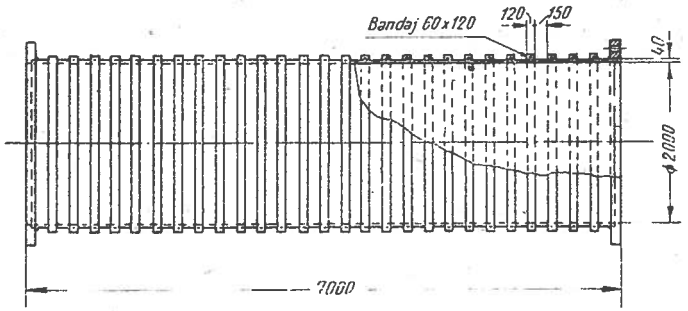


Fig. 363. Conductă fretată.

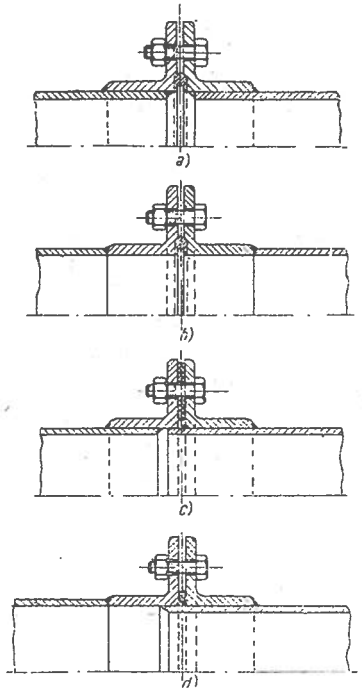


Fig. 364. Imbinarea tronsoanelor cu flanșe din corniere.

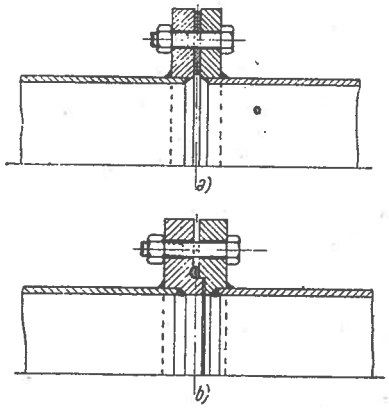


Fig. 365. Imbinarea tronsoanelor cu flanșe profilate.

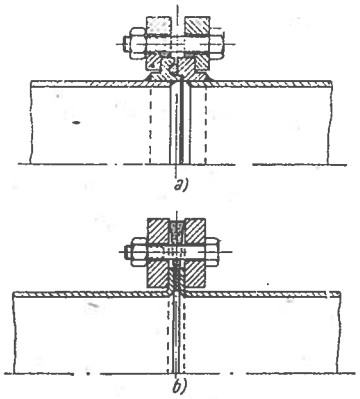


Fig. 366. Imbinarea tronsoanelor cu cercuri

In fig. 365 cornierele sînt înlocuite prin cercuri dintr-un profil dreptunghiular (fig. 365, *a*) sau un profil strunjit, astfel încît cordonul de etanșare, prin strîngerea inelelor, să fie presat într-un canal (fig. 365, *b*).

La soluțiile din fig. 366, cercurile sînt libere și sînt montate sau pe piese strunjite și sudate pe conductă (fig. 366, *a*), sau pe marginile întoarse ale conductei (fig. 366, *b*).

In fig. 367 este arătată o soluție la care îmbinarea sudată se execută prin suprapunere, soluție întrebuințată în special la țevile laminate.

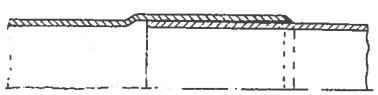


Fig. 367. Imbinarea prin sudură.

Pentru diametre mai mici și mai ales pentru conducte îngropate, îmbinarea se poate executa cu mufe (fig. 368). Etanșarea se realizează prin garnituri de cînepă bine presate și asigurate cu un dop de plumb. Peste îmbinare se poate trage un bandaj care strînge mai bine conductele.

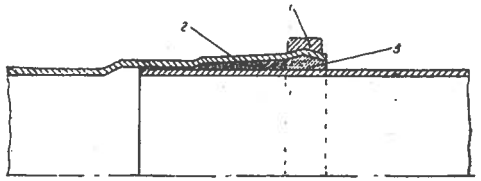


Fig. 368. Imbinarea cu mufe:
1 — bandaj; *2* — garnitură de funie de cînepă sau bumbac; *3* — plumb turnat.

In fig. 369 sînt date soluții pentru îmbinări nituite. Tronsoanele sînt introduse unul în celălalt, îmbinarea executîndu-se prin suprapunere.

Nituirea se poate executa pe un singur rînd pentru grosimi sub 15 mm și pe două sau trei rînduri, în cazul grosimilor mai mari. Îmbinarea poate să aibe o formă cilindrică (fig. 369, *a*), sau puțin conică (fig. 369, *b*), soluție indicată pentru grosimi mai mari de tablă.

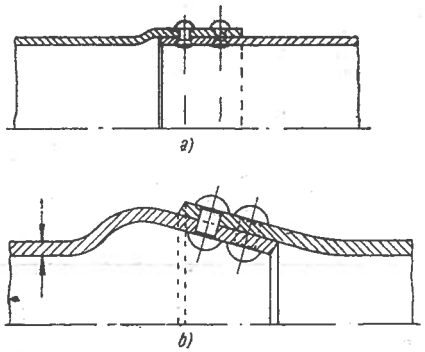


Fig. 369. Imbinare nituită.

In fig. 370 este arătată o îmbinare nituită cu o eclisă exterioară.

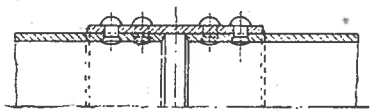


Fig. 370. Imbinare nituită.

Compensatorii de dilatație pot fi executați sau în formă lenticulară (fig. 371 și 372) sau în formă de teacă (fig. 373). Ultima soluție are avantaje din punct de vedere hidraulic și permite o deplasare mai mare.

In fig. 374 este arătată soluția de montaj a compensatorului de dilatație în formă de teacă. Reazemele intermediare trebuie să se afle la distanțe mici de compensator, deoarece între cele două reazeme conducta lucrează ca două console.

Un reazem intermediar este arătat în fig. 375.

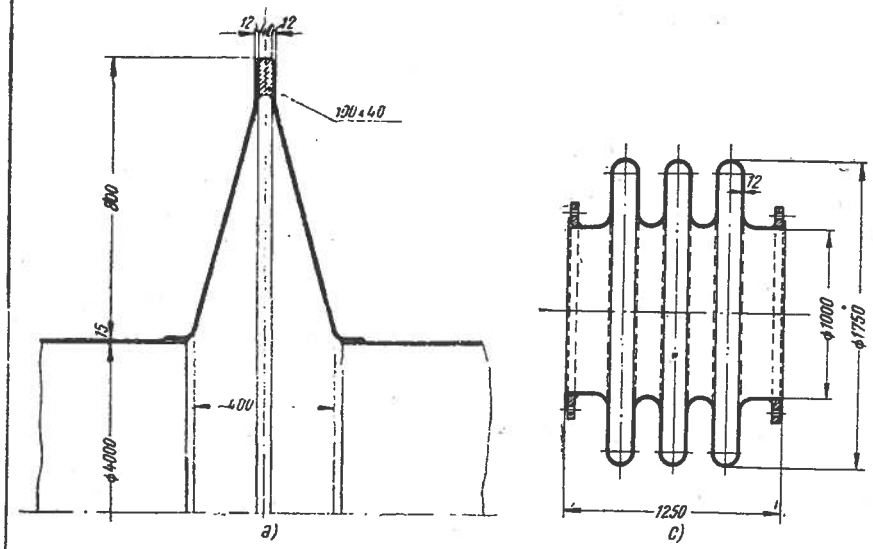


Fig. 371, 372. Compensator de dilatație, lenticular.

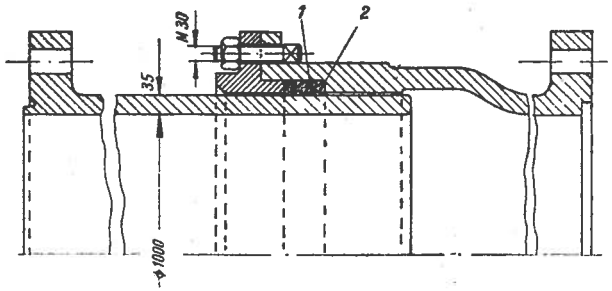


Fig. 373. Compensator în formă de teacă:
1 — piele; *2* — inel de bronz.

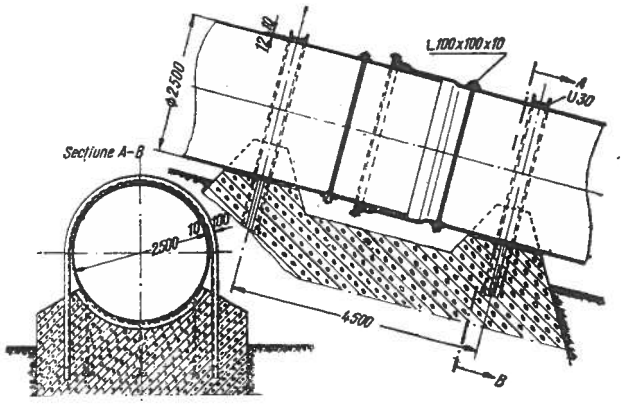


Fig. 374. Montarea compensatorului și detaliu de rezemare.

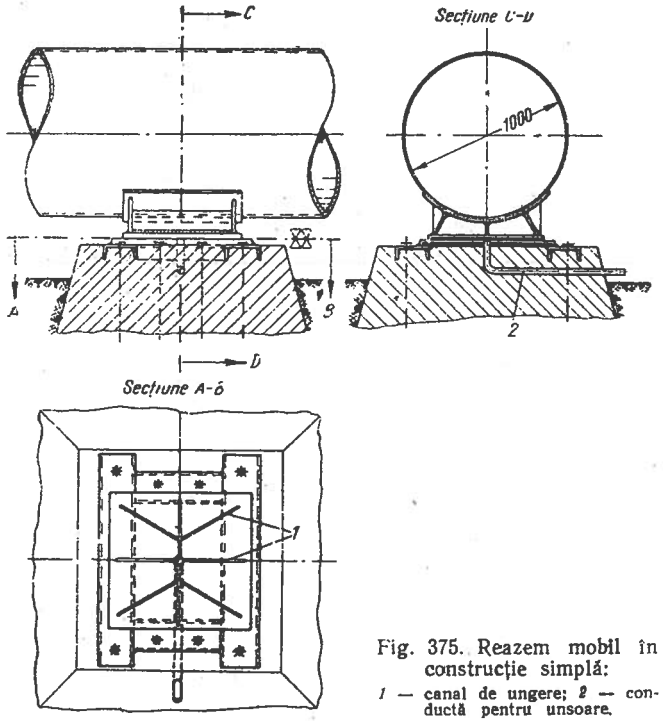


Fig. 375. Reazem mobil în construcție simplă:
1 — canal de ungere; *2* — conductă pentru unsoare.

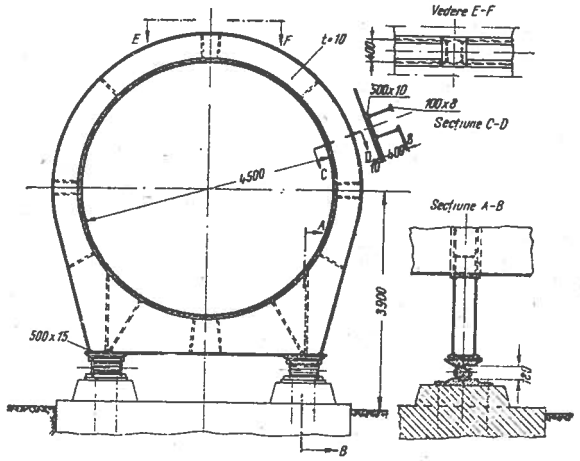


Fig. 376. Reazem mobil cu rulouri.

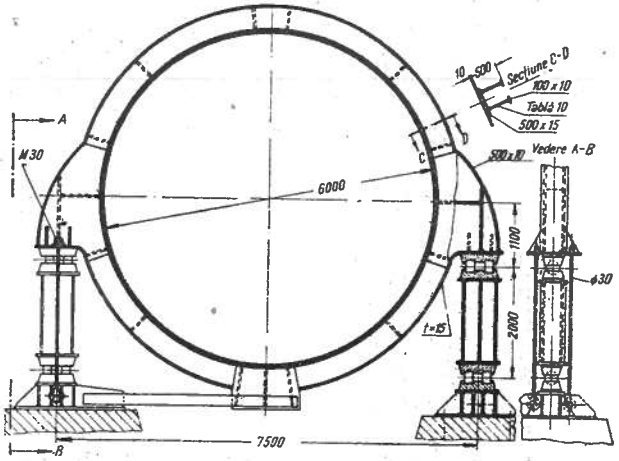


Fig. 377. Reazem pendular.

Deplasarea conductei în reazem se face prin alunecarea pe o placă metalică prevăzută cu canale de ungere.

Pentru conducte cu diametru mai mare, se dă în fig. 376 soluția constructivă a unui reazem mobil cu rulouri, iar în fig. 377 reazemul mobil este pendular.

În soluția arătată în fig. 377 deplasarea transversală a conductei este împiedicată printr-o legătură orizontală între conductă și reazem.

Coturile conductei pot fi executate prin introducerea unor virole tăiate oblic. Aceste virole speciale pot fi executate din table îndoite sau din oțel turnat.

La soluția din fig. 378,*a*, cotul este încastrat în blocul de ancoraj, îmbinările cu tronsoanele alăturate făcîndu-se în afara blocului. La soluția din fig. 378, *b*, îmbinarea este plasată în blocul de ancoraj, din care cauză este necesară o gură de vizitare care se lasă în masiv în regiunea îmbinării. La soluția dată în fig. 378, *c* se remarcă ancorajele necesare prinderii conductei de bloc, rezultanta reacțiunilor în reazem tinzînd să ridice conducta.

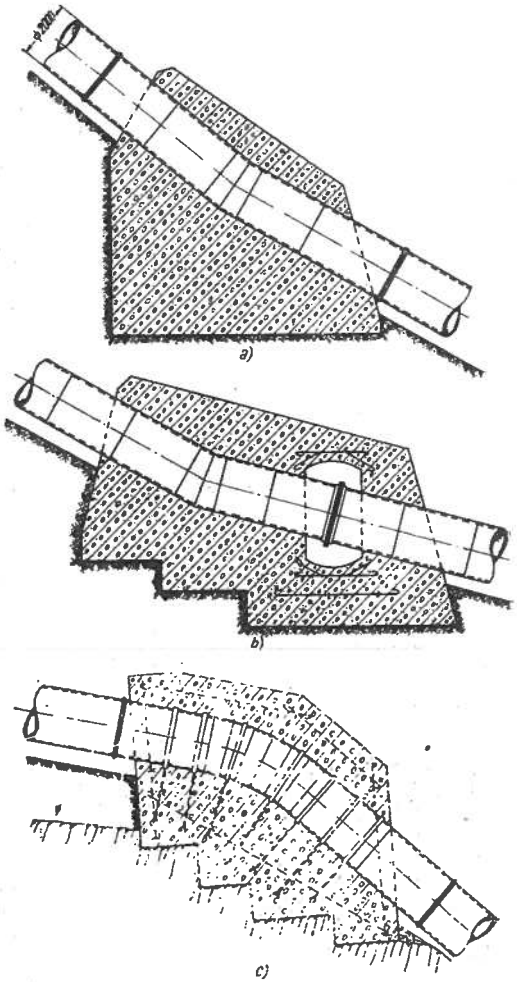


Fig. 378, *a*, *b*, *c*. Masive de ancoraj.

La soluția arătată în fig. 379, cotul este realizat prin montarea unor șaibe oblice executate din oțel turnat.

În fig. 380 este arătată o bifurcație a unei conducte cu diametrul de 2 000 mm în două conducte cu diametrul de 1 400 mm. Pantalonul este executat din table îndoite, în construcție complet sudată. În fig. 381 este arătată rezolvarea aceleiași probleme, însă pentru cazul conductelor cu diametru foarte mare. Astfel cum se vede din figură, pantalonul este rigidizat cu o coastă longitudinală și cu mai multe coaste transversale articulate. Fig. 382 reprezintă o ramificație a conductei principale în apropierea centralei.

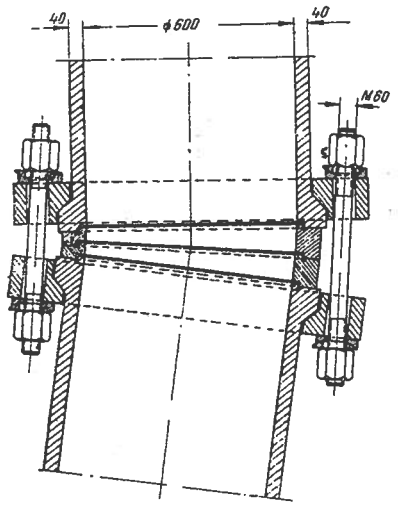


Fig. 379. Cot din şaibe turnate.

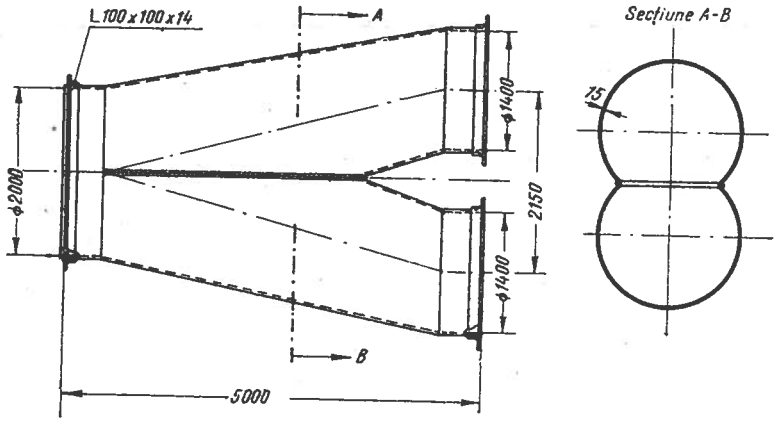
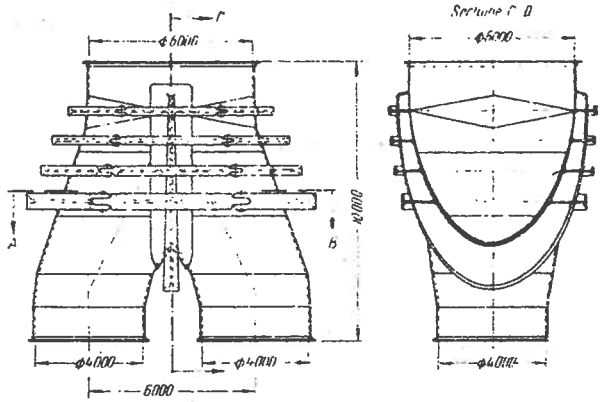


Fig. 380. Bifurcaţie.



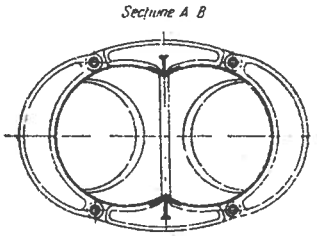


Fig. 381. Bifurcaţia unei conducte cu diametru mare.

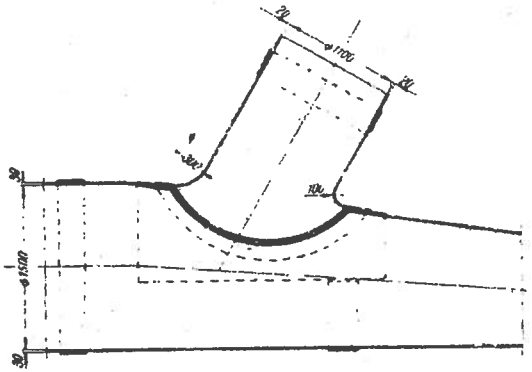


Fig. 382. Ramificaţie.

Atunci cînd conducta trebuie să traverseze o deschidere mare, de exemplu un rîu, este necesară construirea unui pod pe care conducta se reazemă. În fig. 383 este dată soluția unui pod metalic pentru acest scop.

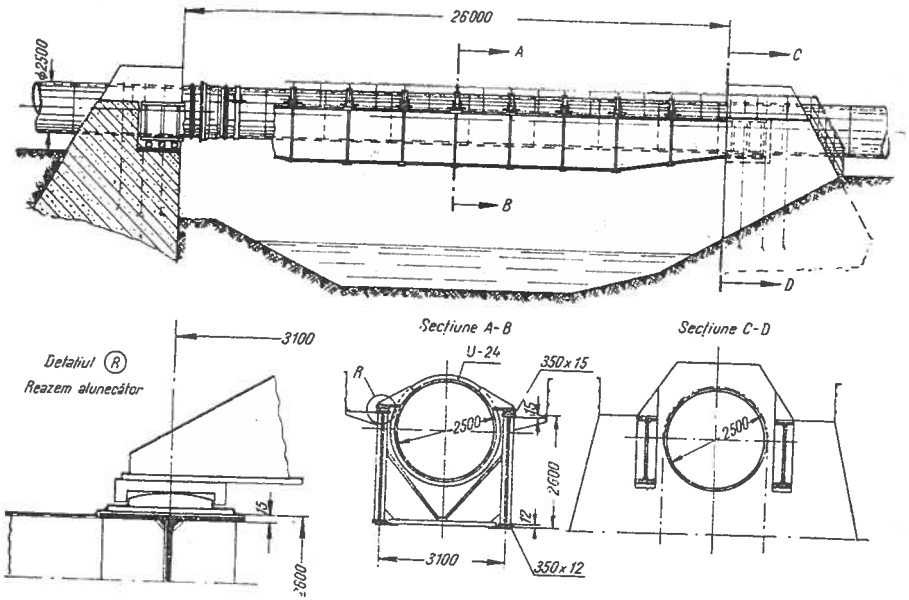


Fig. 383. Pod de traversare.

Pentru întreținerea conductei sînt necesare la anumite distanțe guri de vizitare pe conductă. În fig. 384 sînt date două soluții privind executarea și închiderea acestor guri.

VII. 3.9. Transportul și montajul conductelor de presiune

Modul de execuție al conductelor forțate este condiționat numai de posibilitățile de transport la șantier. Pentru cazul unui transport pe cale ferată normală, se pot expedia gata confecționate din fabrică tronsoane cu diametrul pînă la 2 800 mm și cu lungimi pînă la 20—24 m. Pentru folosirea la maximum a capacității de încărcare a vagoanelor, tronsoanele cu diametru mai mic se introduc în cele cu diametru mai mare.

Pentru a se evita deformarea conductelor în timpul transportului, se recomandă ca tronsoanele să fie rigidizate prin cadre interioare executate din lemn.

Pentru ridicarea sau lăsarea tronsoanelor la locul de montaj, se folosește o cale, care se execută ca un plan înclinat, paralelă cu conducta (fig. 385).

Transportul conductei pe această cale se poate face cu vagonete, sau conducta este prevăzută cu scaune, cu care alunecă pe șinele căii (fig. 386).

Se recomandă ca fiecare tronson să fie probat înainte de expedierea lui din fabrică. Pentru efectuarea probelor de presiune, conducta se închide cu

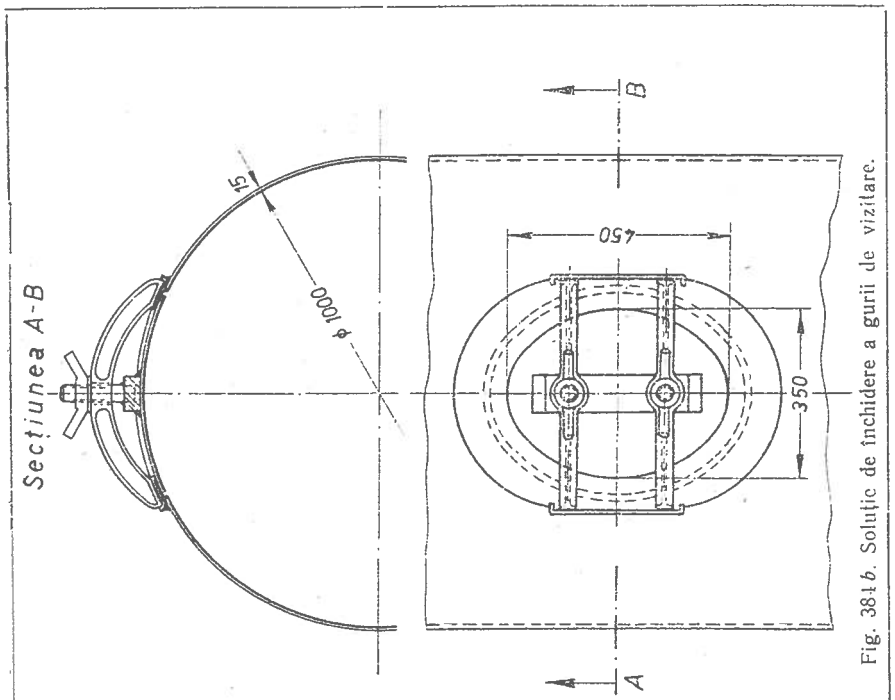


Fig. 384 *b*. Soluție de închidere a gurii de vizitare.

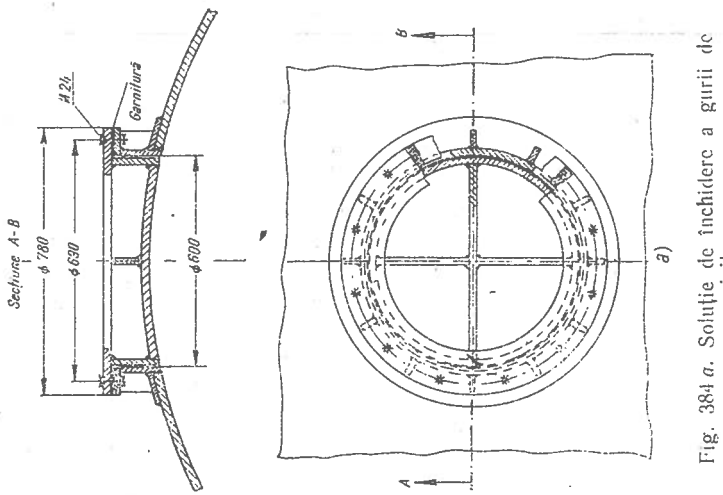


Fig. 384 *a*. Soluție de închidere a gurii de vizitare.

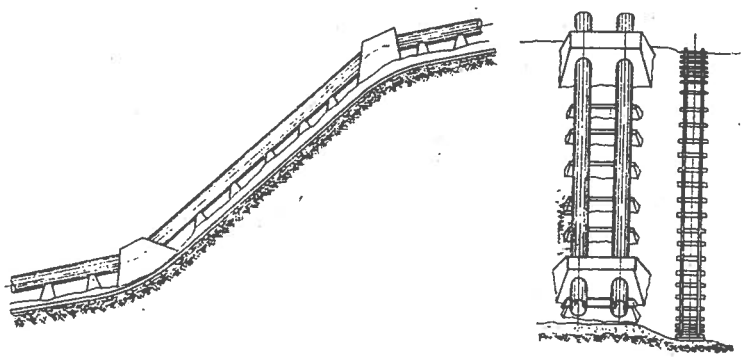


Fig. 385. Cale pentru montaj și întreținere.

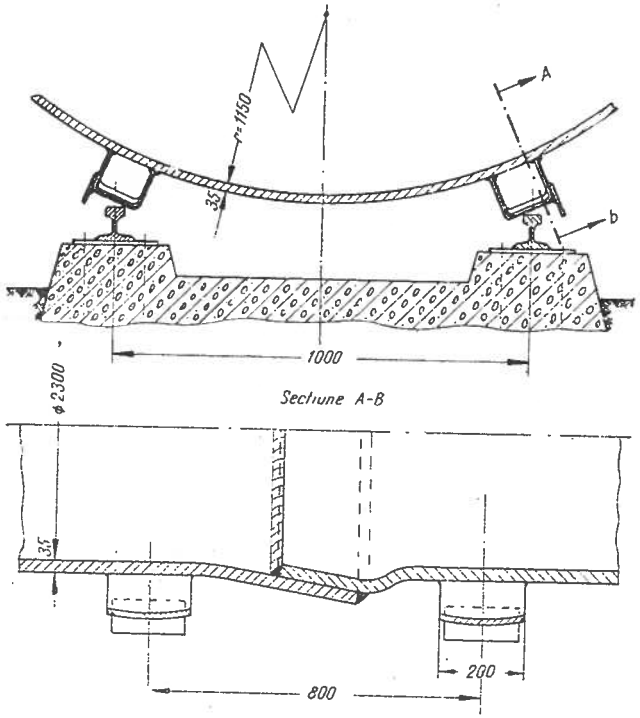


Fig. 386. Dispozitiv pentru alunecarea conductei în timpul ridicării.

dopuri la cele două capete ale tronsonului. O soluție pentru un astfel de dop este arătată în fig. 387.

Dopul este format dintr-un fund curb cu dispozitivul de strîngere, piese care pot fi întrebuințate la conducte cu diametru diferit și inele de etanșare, a căror înălțime se stabilește în funcție de diametrul interior al conductei.

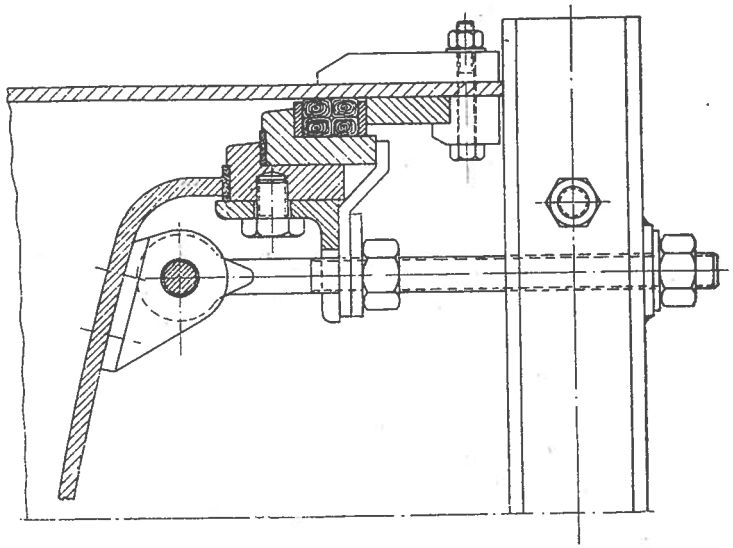


Fig. 387. Dop pentru închiderea tronsonului în timpul încărcărilor de probă.

Exemplu numeric 7. 1

Calculul și dimensionarea unei conducte de presiune

Conducta de presiune a unei centrale hidraulice transportă debitul maxim $Q=6$ m³/s, avînd elementele geometrice date în tabela 1.

Tabela 50

Elementele geometrice ale conductei

Tronsonul	Lungimea reală	Inclinația	Proecția	
			orizontală	verticală
1	80,7	11°28′	79,0	16,0
2	174,8	22°55′	161,0	68,0
3	201,0	45°00′	142,0	142.0
4	179,4	28°39′	157,5	86,0
5	148,1	51°34′	92,0	116,0
6	78,0	34°23′	64,5	44,0
Total	862,0		696,0	472,0

Diametrul economic se calculează cu formula (7.76) în care se introduce pentru H, într-o primă aproximație, sarcina statică sporită cu 50% datorită suprapresiunilor din lovitura de berbec.

În tabela 51 sînt date valorile diametrului conductei la mijlocul fiecărui tronson și în dreptul masivelor de ancoraj. Numerotarea masivelor de ancoraj este făcută de jos în sus, masivul M_0 fiind cel inferior (la vana de închidere), iar masivul M_6 la extremitatea superioară a conductei (la castel).

Tabela 51

Diametrele conductei

Masiv	Mijloc tronson	H_s	Diametrul optim	
			calculat	adoptat
M_0		480	1,065	1,050
	1	472	1,067	1,050
M_1		464	1,070	1,050
	2	430	1,082	1,100
M_2		396	1,095	1,100
	3	325	1,123	1,125
M_3		254	1,165	1,150
	4	211	1,196	1,200
M_4		168	1,238	1,250
	5	110	1,346	1,375
M_5		52	1,463	1,500
	6	30	1,585	1,600
M_6		8	1,920	1,800

Dimensionarea prealabilă cu $\sigma_a = 1\,000$ kg/cm² și un coeficient de slăbire $\varphi = 0{,}9$, cu formula:

$$t = \frac{pD}{2\varphi\sigma_a}$$

se poate urmări în tabela 52.

Tabela 52

Dimensionarea prealabilă

Tronsonul	$p = H_s$			t (mm) calculat			t adoptat inițial		
	max	med	min	max	med	min	max	med	min
1	48,0	47,2	46,4	28,0	27,5	27,1	30,0	28,0	27,0
2	46,4	43,0	39,6	28,3	26,3	24,2	28,0	26,0	24,0
3	39,6	32,5	25,4	24,7	20,3	15,9	25,0	20,0	18,0
4	25,4	21,1	16,8	16,3	14,1	11,7	18,0	16,0	12,0
5	16,8	11,0	5,2	11,7	8.4	4,4	13,0	8,0	6,0
6	5,2	3,0	0,8	4,4	2,8	0,8	6,0	5,0	4,0

Așa cum rezultă din tabela 52 s-au luat grosimi de tablă ceva mai mari decît cele calculate deoarece ne putem aștepta la suprapresiuni destul de mari.

Tronsoanele conductei sînt rectilinii între masivele de ancoraj, conducta fiind așezată la suprafață pe reazeme intermediare și prevăzută cu manșoane de dilatație.

Ultimele tronsoane cu pereți mai subțiri vor avea inele de rezemare.

Pierderile de presiune h_r sînt calculate cu formula (7.79) unde s-a luat pentru $\lambda = 0{,}016$, iar pentru diametru valoarea mijlocie din fiecare tronson. În tabela 53 sînt date aceste pierderi precum și vitezele v în m/s.

Tabela 53

Pierderile de presiune h_r

Tronson	Lungimea l (m)	D_{med} (m)	$\frac{l}{D^5}$	h_r	v	$l \cdot v$
1	80,7	1,050	63,0	2,93	6,93	559
2	174,8	1,100	108,4	5,15	6,30	1 101
3	201,0	1,125	111,0	5,26	6,02	1 210
4	179,4	1,200	72,0	3,42	5,29	949
5	148,1	1,375	30,2	1,44	4,03	597
6	78,0	1,650	6,4	0,30	2,80	218
Total	862,0			18,50		4 634

Rezultă viteza medie:

$$v_0 = \frac{4\,634}{862} = 5{,}31 \text{ m/s}$$

Deoarece suma creșterilor de sarcină-viteză este sarcina viteză în tronsonul final, pierderea h_v rezultă din relația (7.78):

$$h_v = \frac{6{,}93^2}{2 \times 9{,}81} = 2{,}50 \text{ m}$$

iar înălțimea nivelului piezometric la regim permanent $Q = 6$ m³/s va fi:

$$h_s = 480 - 18{,}5 - 2{,}5 = 459 \text{ m}$$

Viteza de propagare a undei în fiecare tronson este calculată în tabela 5 cu formula (7.80).

Tabela 54

Viteza de propagare a undei

Tronson	D_{mediu}	t_{mediu}	ω_i m/sec	l_i m	$l_i \cdot \omega_i$	l_i/ω_i
1	1,050	28	1 210	80,7	97 600	0,067
2	1,100	26	1 090	174,8	190 000	0,160
3	1,125	20	1 135	201,0	228 000	0,178
4	1,200	14	1 035	179,4	186 000	0,173
5	1,375	8	850	148,1	126 000	0,174
6	1,650	6	728	78,0	57 000	0,107
Total				862,0	884 600	0,859

Viteza medie ponderată:

$$\omega = \frac{884\,600}{862} = 1\,028 \text{ m/s}$$

INSTITUTUL POLITEHNIC

fiind foarte apropiată de viteza medie care dă același timp total de parcurgere:

$$\omega = \frac{862}{0{,}859} = 1\,006 \text{ m/s}$$

vom considera drept valoare caracteristică, pentru întreaga conductă, viteza medie a undei: $\omega = 1\,020$ m/s.

Timpul de parcurgere și revenire al undei este de:

$$t = \frac{2L}{\omega} = \frac{2 \times 862}{1\,020} = 1{,}69 \text{ s.}$$

Pentru un timp de închidere T al vanei între zero și $t = 1{,}69$ s., la vana de închidere avem suprasarcina:

$$\frac{\omega \cdot v_0}{g} = \frac{1\,020 \times 5{,}31}{9{,}81} = 551 \text{ m}$$

deci presiunea maximă:

$$H = 459 + 551 = 1010 \text{ m coloană de apă.}$$

Comparînd $\omega \cdot v_0 = 1\,020 \times 5{,}31 = 5\,400$ (m/s)² cu $2 \cdot g \cdot h_s = 2 \times 9{,}81 \times 459 = 9\,000$ (m/s)², se vede că sîntem în cazul 1 în ceea ce privește calculul presiunilor maxime h_d.

La stabilirea sarcinilor fundamentale, (ipoteza de încărcare *I*) vom considera timpul de închidere al vanei $T = 5$ sec, corespunzător unei vane care acționează rapid.

Ecuația (7.82) va fi:

$$h_d^2 - 2h_d \left\{ 1\,010 + \frac{1\,020^2}{9{,}81} \left[\left(1 - \frac{1{,}69}{5} \right) \frac{5{,}31}{2 \times 9{,}81 \times 459} \right]^2 \right\} + 1\,010^2 = 0$$

sau:

$$h_d^2 - 2 \times 1\,156 \cdot h_d + 1\,010^2 = 0 \quad \text{și} \quad h_d = 1\,156 \pm 562$$

Soluția cu sens fizic:

$$h_d = 1\,156 - 562 = 594 \text{ m}$$

ne arată suprasarcina:

$$594 - 456 = 135 \text{ m.}$$

La stabilirea sarcinilor accidentale, (ipoteza II de încărcare), ne asigurăm suficient împotriva suprasarcinilor practic posibile, la limita loviturii directe, adică pentru $T = t = 1{,}69$ s.

În tronsoanele superioare ale conductei ar putea avea loc suprasarcini mai mari decît cele considerate numai pentru $T < t$, ceea ce reprezintă însă un caz de încărcare excepțională. În cazul închiderii instantanee vom putea deci să mergem cu valoarea rezistenței admisibile pînă la limita de elasticitate a materialului.

Presiunile calculate pentru $T = 1{,}69$ s, sînt date în tabela 55, coloana 6, în ipoteza unei repartiții lineare a suprasarcinelor în lungul conductei. În

coloana 7 a aceleiași tabele sînt date presiunile calculate cu formule mai exacte, care așa cum se vede sînt mai mici.

Tabela 55

Suprasarcini

Punctul	l (m)	$\frac{l}{L}(H-h_s)$	Cota nivel cu suprasar.	Cota axei	Pres. p	Pres. p'
1	2	3	4	5	6	7
M_0	862,0	530	1 010	0	1 010	1 010
M_1	786,3	482	962	16	946	922
M_2	606,5	372	852	84	768	723
M_3	405,5	249	729	226	503	448
M_4	226,1	139	619	312	307	265
M_5	78,0	48	528	428	100	86
M_6	0	0	480	472	8	6

Presiunea p din coloana 6 se ia în considerație la încărcările accidentale.

Dăm ca exemplu dimensionarea tronsoanelor *1* și *5*.

Conductele se execută în construcție sudată din oțel normal OL 38. Se presupune o execuție foarte îngrijită admițîndu-se în cordoane aceiași rezistență ca în materialul de bază.

1. **Tronsonul 1.** Are șase deschideri egale, $l = 13{,}0$ m. $D = 1{,}05$ m și $p = 101$ kg/cm².

a) Încărcările. Greutatea proprie, cu $t = 40$ mm (echivalentă tablei și fretelor)

$$g = 7\,850 \times 3{,}14 \times 1{,}05 \times 0{,}04 \times 1{,}0 = 1\,040 \text{ kg/m.}$$

Adăugăm și greutatea zăpezii (altitudine 400 m)

$$g_z = 1 \times 80 \times 1{,}12 = 90 \text{ kg/m.}$$

Greutatea apei:

$$p_a = \frac{1}{4} 3{,}14 \times 1{,}05^2 \times 1\,000 = 865 \text{ kg/m.}$$

Din montarea vanei

$$P_a = \frac{1}{4} 3{,}14 \times 1{,}05^2 \times 101 \times 10^4 = 880\,000 \text{ kg.}$$

Această forță este preluată de reazemul vanei (M_0) și nu se transmite conductei.

Manșonul de compensație este montat la punctul cu $p = 94{,}6$ kg/cm² și are $D_d = 1{,}21$ m și $D = 1{,}11$ m. Din relația (7.89)

$$P_r = \frac{1}{4} 3{,}14 \times 94{,}6 \times 10^4 (1{,}21 - 1{,}11) = 75\,000 \text{ kg.}$$

Frecarea apei pe suprafața conductei, cu $h_r = 2{,}93$ m din (7.92)

$$P_{5a} = \frac{1}{4} 3{,}14 \times 1{,}05^2 \times 1\,000 \times 2{,}93 = 2\,530 \text{ kg}$$

sau:

$$P'_{5a} = \frac{2\,530}{78} = 33 \text{ kg/m.}$$

Forța de frecare în compensator, cu $D=1{,}11$ m, $b=0{,}10$ m, $\mu_s=0{,}3$ și $p=946$ m, din relația (7.93) rezultă:

$$P_{5\beta}=3{,}14\times 0{,}10\times 1{,}11\times 0{,}3\times 946\,000=98\,000\text{ kg.}$$

Reacțiunea pe deschiderea $l=13$ m din greutatea proprie, zăpadă și apă va fi:

$$R\cdot l_n=(1\,040+90+865)\,13{,}0\times 0{,}98=25\,500\text{ kg.}$$

Forța de frecare în reazemele mobile, cu $\mu_f=0{,}5$ din (7.94) va fi:

$$P_{5\gamma}=25\,500\times 0{,}5=12\,750\text{ kg.}$$

Forța $P'_{5\gamma}$ acționînd excentric, la distanța:

$$\eta=0{,}55\,\frac{2}{3{,}14}=0{,}35\text{ m}$$

produce momentul suplimentar în conductă:

$$M_\gamma=0{,}35\times 12\,750=4\,460\text{ kgm.}$$

Conducta nu suferă solicitării din variațiile de temperatură.

Totalizînd încărcările, stabilim:

forțe axiale:

din greutatea proprie, zăpadă și apă cu $\sin\alpha=0{,}199$

$$P_{n1}=14\,690\times 0{,}199=2\,920\text{ kg}$$

din frecarea apei și a reazemelor:

$$P_{n2}=33\times 13+12\,750=13\,180$$

în deschiderea curentă rezultă:

$$\sum P_n=2\,920+13\,180=16\,100\text{ kg}$$

iar în deschiderea superioară:

$$\sum P'_n=16\,100+75\,000+98\,000=189\,100\text{ kg}$$

forța normală, uniform distribuită:

$$q=\frac{25\,500}{13{,}0}=1\,965\text{ kg/m}$$

forța tăietoare apreciată la:

$$Q=1{,}132\times 25\,500=29\,000\text{ kg.}$$

b) Calculul solicitărilor și dimensionarea. În ipoteza I-a de încărcare, cu $p=59{,}4$ kg/cm², presupunînd $t=2{,}8$ cm, avem:

a) în deschiderea inferioară a tronsonului.

$$\sigma_{\varphi_1}=\frac{59{,}4\times 105}{2\times 2{,}8}=1\,110\text{ kg/cm}^2.$$

Momentul la grinda încastrată:

$$M=\frac{1}{12}\times 1\,965\times 13{,}0^2+4\,460=32\,060\text{ kgm.}$$

$$\sigma_{x_1}=\frac{-4\times 32\,060}{3{,}14\times 0{,}028\times 1{,}078^2}=-1\,260\,000\text{ kg/m}^2=-126\text{ kg/cm}^2.$$

Din forțele axiale:

$$\sigma_{x_2}=\frac{-16\,100}{3{,}14\times 0{,}028\times 1{,}078}=-171\,000\text{ kg/m}^2=-17{,}1\text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_x=-(126+17{,}1)=-143{,}1\text{ kg/cm}^2.$$

Efortul unitar tangențial rezultă:

$$\tau=\frac{29\,000\times 16\,200}{2\times 2{,}8\times 1\,374\,000}=61\text{ kg/cm}^2.$$

unde:

$$S=\frac{107{,}8^2\times 2{,}8}{2}=16\,200\text{ cm}^3$$

$$J=\frac{1}{8}\,3{,}14\times 2{,}8\times 107{,}8^3=1\,374\,000\text{ cm}^4$$

În această deschidere de lîngă masivul de ancoraj, rezistența admisibilă 1 050 kg/cm² trebuind să fie redusă cu 15%, la 890 kg/cm², pentru a nu depăși o grosime de 30 mm, se vede că este necesară fretarea.

Punînd condiția de dimensionare (7.103 *a*) avem:

$$(\sigma_\varphi-\sigma_x)^2+4\tau^2=890^2$$

de unde:

$$\sigma_\varphi-\sigma_x=\sqrt{747\,100}=875\text{ kg/cm}^2$$

și deci:

$$\sigma_\varphi=875+\sigma_x=875-143{,}1=731{,}9\text{ kg/cm}^2.$$

Diferența:

$$1\,110-731{,}9=378{,}1\text{ kg/cm}^2,$$

revine fretelor.

Secțiunea necesară a fretelor pe un metru linear va fi:

$$A_{fr}=\frac{100\times 2{,}8\times 378{,}1}{890}=119\text{ cm}^2.$$

Alegem 10 frete cu dimensiunile 20×60 mm.

β) în deschiderea superioară a tronsonului.

Din repartiția lineară rezultă: $p=55$ kg/cm². Păstrăm aceleași dimensiuni. Avem:

$$\sigma_{\varphi_1}=\frac{55\times 105}{2\times 2{,}8}=1\,030\text{ kg/cm}^2$$

din care tablei revine:

$$1\,030-380{,}5=649{,}5\text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_{x1}=-126\text{ kg/cm}^2\quad\text{și}\quad\sigma_{x2}=\frac{-189\,100}{3{,}14\times 107{,}8\times 2{,}8}=-200\text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_x=-(126+200)=-326\text{ kg/cm}^2.$$

Rezistența de comparație va fi:

$$\sigma_{com} = \sqrt{(649{,}5+326)^2+4\times 61^2} = 977 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{admisibilă.}$$

In ipoteza încărcării cu sarcini fundamentale și acidentale, în deschiderea inferioară, avem:

$$\sigma_a = 0{,}85 \times 1\,600 = 1\,360 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\varphi_1} = \frac{101\times 105}{2\times 2{,}8} = 1\,890 \text{ kg/cm}^2 \quad \sigma_x = 145{,}5 \text{ kg/cm}^2.$$

Considerînd pentru frete aceiași rezistență admisibilă, avînd în vedere tensiunile de strîngere prin răcire, deși acestea se execută dintr-un oțel de calitate superioară, cu $l_1 = 0{,}1$ m obținem:

$$A_{fr} = \frac{101\times 52{,}5 - 2{,}8\times 1\,360}{1\,360}\,10 = 10{,}9 \text{ cm}^2 \text{ adică } 20\times 60 \text{ mm.}$$

rezistența în tablă rămîne:

$$\sigma_\varphi = 1\,890 - \frac{2\times 6\times 1\,360}{2{,}8\times 10} = 1\,307 \text{ kg/cm}^2$$

iar rezistența de comparație va fi:

$$\sigma_{com} = \sqrt{(1\,307+143{,}1)^2+4\times 61^2} = 1\,459 \text{ kg/cm}^2 > 1\,360$$

Sporind grosimea tablei cu 1 mm, adică la 29 mm avem:

$$\sigma_\varphi = 1\,264 \text{ kg/cm}^2; \quad \sigma_x = 140 \text{ kg/cm}^2; \quad \tau = 59 \text{ kg/cm}^2$$

și rezistența de comparație $\sigma_{com} = 1400$ kg/cm².
Verificările cu formulele (7.103 *b*) ne dă:

$$\sigma'_\varphi = 1\,264 + 0{,}3\times 140 = 1\,308 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_a$$
$$\sigma'_x = 140 + 0{,}3\times 1\,264 = 519 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_a.$$

Cu adausul în vederea coroziunii tabla va avea grosimea de 30 mm.

Pentru deschiderea superioară $p = 94{,}6$ kg/cm².
Rezultă:

$$\sigma_{\varphi_1} = \frac{94{,}6\times 105}{2\times 2{,}9} = 1\,710 \text{ kg/cm}^2$$

din care tablei îi revine:

$$\sigma_\varphi = 1\,710 - \frac{2\times 6\times 136}{2{,}9\times 10} = 1\,710 - 562 = 1\,148 \text{ kg/cm}^2$$

cu

$$\sigma_x = -326\,\frac{2{,}8}{2{,}9} = -314 \text{ kg/cm}^2$$

avem:

$$\sigma_{com} = \sqrt{(1148+314)^2+4\times 59^2} = 1\,470 \text{ kg/cm}^2 > 1\,360.$$

Este necesar să prevedem frete mai puternice. Cu $A_{fr} = 2{,}5\times 6 = 15$ cm² obținem:

$$\sigma_\varphi = 1\,710 - \frac{15\times 1\,360}{2{,}9\times 10} = 1\,710 - 705 = 1\,005 \text{ kg/cm}^2$$

și

$$\sigma_{com} = \sqrt{(1\,005+314)^2+4\times 59^2} = 1\,330 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_a.$$

c) Pentru o deschidere intermediară, luîndu-o pe cea mai de jos, avem: $p = 99$ kg/cm², cu grosimea utilă de 25 mm, rezultă:

$$\sigma_{\varphi_1} = \frac{99\times 105}{2\times 2{,}5} = 2\,090 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{revenind tablei:}$$

$$\sigma_\varphi = 2\,090 - \frac{2\times 6\times 1\,600}{2{,}5\times 10} = 1\,320 \text{ kg/cm}^2$$

cu:

$\sigma_x = 161$ kg/cm²; $\tau = 68$ kg/cm² obținem: $\sigma_{com} = 1\,500$ kg/cm² $< 1\,600$.

Pe cele șase deschideri ale tronsonului, grosimea virolelor și a fretelor este dată în tabela alăturată.

Deschiderea	1 (inf)	2	3	4	5	6 (sup)
t mm	30	26	24	24	26	30
A_{fr} cm²	12	12	12	12	12	15

2. **Tronsonul 5.** Lungimea de 148,1 m între masivele de ancoraj, este împărțită în zece deschideri egale cu $l = 14{,}81$ m.

Conducta se execută cu inele rigide de rezemare.

a) *Calculul solicitărilor din greutatea proprie a conductei.* Expresiile celor trei forțe n sînt date prin relațiile (7,29), (7.30) și (7.31). Din ecuațiile (7.5) și (7.7) se pot calcula expresiile deplasărilor u și v. Obținem:

$$\frac{\partial u}{\partial x} = \frac{1}{Et}\left[\frac{gx^2}{r}\cos\varphi - \frac{x}{r}A_1\cos\varphi + A_2\cos\varphi + \mu gr\cos\varphi\right]$$

$$u = \frac{\cos\varphi}{Et}\left[\frac{gx^3}{3r} - \frac{x^2}{2r}A_1 + xA_2 + \mu grx + A_3\right]; \quad C_3 = A_3\cos\varphi$$

$$v = \frac{\sin\varphi}{Et}\left\{\left[\frac{gx^4}{12r^2} - 2g(1+\mu)x^2 + \mu g\frac{x^2}{2}\right] + \left[2(1+\mu)x - \frac{x^3}{6r^2}\right]A_1 + \right.$$
$$\left. + \frac{x^2}{2r}A_2 + \frac{x}{r}A_3 + C_4\right\}.$$

Pentru simplificarea calculelor se consideră o grindă continuă pe șase reazeme, cu deschideri egale și încărcată cu o sarcină g uniform repartizată. Avînd în vedere simetria sistemului și a încărcării, calculul se reduce la determinarea, din condițiile de continuitate, a douăsprezece constante de integrare, pentru fiecare deschidere cîte patru, notate prin A_1, A_2, A_3 și C_4. Al doilea indice arată deschiderea în care respectiva constantă este valabilă.

In tabloul de mai jos sînt trecute condițiile de continuitate și ecuațiile care rezultă din aceste condiții.

S-a considerat:

$g = 0{,}016\times 7\,850 = 125$ kg/m (pentru o grosime medie 16 mm),
$l = 14{,}81$ m, $r = 0{,}65$ m și $\mu = 0{,}3$.

Din rezolvarea sistemului rezultă următoarele valori ale constantelor de care avem nevoie la calculul forțelor n.

$A_{11} = 1\,790$; $A_{21} = 6\,190$; $A_{12} = 5\,485$;
$A_{22} = 90\,500$; $A_{13} = 9\,670$; $A_{23} = 281\,000$;

Tabela 56

Condiții de continuitate

Nr. crt.	Condiția	A_{11}	A_{12}	A_{13}	A_{21}	A_{22}	A_{23}	A_{31}	A_{32}	A_{33}	C_{41}	C_{42}	C_{43}	
1	$x=0$	$u_1=0$						+1						= 0
2	$x=0$	$v_1=0$									+1			= 0
3	$x=l$	$v_1=0$	− 1 246			+169					+1			= − 1 186 350
4	$x=l$	$v_2=0$		− 1 246			+169		+22,8			+1		= − 1 186 350
5	$x=2l$	$v_2=0$		−10 200			+676		+45,6			+1		= −18 707 250
6	$x=l$	$u_1=u_2$	+ 169	− 169		− 14,81	+ 14,81	−1	+ 1					= 0
7	$x=l$	$n_{x_1}=n_{x_2}$	− 22,8	+ 22,8		+ 1	− 1							= 0
8	$x=2l$	$v_3=0$			−10 200			+676		+45,6			+1	= −18 707 250
9	$x=2l$	$u_2=u_3$		+ 676	− 676		− 29,62	+ 29,62	− 1	+ 1				= 0
10	$x=2l$	$n_{x_3}=n_{x_3}$		− 45,6	+ 45,6		+ 1	− 1						= 0
11	$x=3l$	$v_3=0$			−34 566			+1521		+68,4			+1	= −95 461 500
12	$x=3l$	$n_{x_3}=0$		− 68,4	+ 68,4		+ 1							= − 380 250

Valorile forțelor n_x și $n_{x\varphi}$ din greutatea proprie sînt date în tabela 57.

Tabela 57

Valorile n_x și $n_{x\varphi}$ din greutate proprie

x m	n_x kg/m	x m		$n_{x\varphi}$ kg/m
0	+6 190	0		+1 800
7,168	−3 690	14,81	stînga	−1 910
14,81	+7 500		dreapta	+1 775
21,96	−2 240	29,62	stînga	−1 920
29,62	+8 860		dreapta	+2 265
38,67	−6 725	44,43		−1 432
44,43	0			

În tabela 57 valorile n_x sînt calculate pentru $\varphi=0$, rezultînd valori pozitive pe reazeme și valori negative în cîmp, calculate pentru $x=A_1/r$, valoare care anulează derivata. Valorile pentru $n_{x\varphi}$ sînt calculate pentru $\varphi=\pi/2$. Variația acestor forțe n_x și $n_{x\varphi}$ este asemănătoare cu cea arătată în fig. 328.

b) Calculul solicitărilor din încărcarea cu lichid sub presiune. Expresiile forțelor n din această încărcare sînt date prin relațiile (7.19), (7.20) și (7.21), iar deplasările u și v prin relațiile (7.22) și (7.23).

Punînd aceleași condiții de continuitate cu $\gamma=1$ t/m³, obținem sistemul de ecuații arătat în tabela 58.

Din rezolvarea sistemului rezultă următoarele valori ale constantelor:

$A_{11}=4{,}86;\quad A_{21}=18{,}46;\quad A_{12}=14{,}36;$

$A_{22}=235{,}06;\quad A_{13}=24{,}88;\quad A_{23}=714{,}77.$

Valorile forțelor, n_x pentru $\varphi=0$ și $n_{x\varphi}$ pentru $\varphi=\pi/2$, sînt date în tabela 59.

Tabela 59

Valorile n_x și $n_{x\varphi}$ din încărcarea cu lichid sub presiune

x m	n_x t/m	x m		$n_{x\varphi}$ t/m
0	+18,46	0		+4,86
7,48	− 9,49	14,81	stînga	−4,76
14,81	+17,46		dreapta	+4,74
22,19	− 9,00	29,62	stînga	−4,88
29,62	+19,36		dreapta	+5,64
38,27	−17,80	44,43		−4,00
44 43	0			

c) Calculul solicitărilor axiale:

din greutatea proprie:

$P_g=g\cdot\sin\alpha=7\,850\times3{,}14\times1{,}3\times0{,}016\times0{,}784=402$ kg/m.

Tabela 58

Condiții de continuitate

Nr. crt.	Condiția	A_{11}	A_{12}	A_{13}	A_{21}	A_{22}	A_{23}	A_{31}	A_{32}	A_{33}	C_{11}	C_{22}	C_{33}	
1	$x=0$	$u_1=0$						+ 1						= 0
2	$x=0$	$v_1=0$									+ 1			= 0
3	$x=l$	$v_1=0$	−1 246		+ 169			+ 22,8			+ 1			= − 2 936
4	$x=l$	$v_2=0$		− 1 246		+ 169			+ 22,8			+ 1		= − 2 936
5	$x=2l$	$v_2=0$		−10 200		+ 676			+ 45,6			+ 1		= − 48 944
6	$x=l$	$u_1=u_2$	− 169	+ 169	+ 14,81	− 14,81		+ 1	− 1					= 0
7	$x=l$	$n_{x_1}=n_{x_2}$	− 22,8	+ 22,8	+ 1	− 1								= 0
8.	$x=2l$	$v_3=0$		−10 200			+ 676			+ 45,6			+ 1	= − 48 944
9	$x=2l$	$u_2=u_3$	− 676	676		+ 29,62	− 29,62		+ 1	− 1				= 0
10	$x=2l$	$n_{x_2}=n_{x_3}$	− 45,6	45,6		+ 1	− 1							= 0
11	$x=3l$	$v_3=0$		- 34 566			+ 1 521			+ 68,4			+ 1	= −249 624
12	$x=3l$	$n_{x_3}=0$		− 68,4			+ 1							= − 987

pentru grosimea de 20 mm $P_g=503$ kg/m
pentru grosimea de 12 mm $P_g=235$ kg/m

Pe lungimea unei deschideri avem:

$G_{16}=402\times14{,}81=5\,960$ kg,

$G_{20}=503\times14{,}81=7\,450$ kg,

$G_{12}=253\times14{,}81=3\,440$ kg.

din schimbarea diametrului:
de la 1,4 m la 1,3 m pentru $p=14{,}2$ kg/cm²

$$P_\beta=(1{,}4^2-1{,}3^2)\frac{3{,}14}{4}142\,000=30\,200\text{ kg}$$

de la 1,3 m la 1,25 m, pentru $p=26{,}5$ kg/cm²

$$P_\beta=(1{,}3^2-1{,}25^2)\frac{3{,}14}{4}265\,000=50\,000\text{ kg}.$$

din frecarea apei pe suprafața conductei:

cu $h_r=1{,}44/148{,}1=0{,}144/14{,}81$ m/m

$$P_{5\alpha}=1\times0{,}144\frac{3{,}14\times1{,}3^2}{4}=0{,}191\,t=191\text{ kg}.$$

din frecarea reazemelor:
Reacțiunea din greutatea proprie (v. tabela 57) va fi:

$$R_g=2\,(1\,920+2\,265)=8\,370\text{ kg}$$

Reacțiunea din încărcarea cu apă (v. tabela 59), va fi:

$$R_a=2\times1\,000\,(4{,}88+5{,}64)=21\,040\text{ kg}$$

cu $\mu_f=0{,}5$ și $\cos\alpha=0{,}621$, avem:

$$R=0{,}5\times0{,}621\times29\,410=9\,100\text{ kg}$$

considerînd excentricitatea:

$$\eta=0{,}65\frac{2}{3{,}14}=0{,}415\text{ m}$$

rezultă un moment suplimentar:

$$M_1=9\,100\times0{,}415=3\,760\text{ kgm}.$$

din frecarea în compensator:
cu $\mu=0{,}3$, $b=0{,}10$, $D_d=1{,}50$ m și $p=10{,}5$ kg/cm², avem:

$$P_{5\beta}=3{,}14\times1{,}5\times0{,}10\times0{,}3\times105\,000=14\,850\text{ kg}.$$

Forța totală de compresiune va fi astfel:

în deschiderea inferioară $\Sigma P_n=7\,450+191+9\,100=16\,741$ kg
în deschiderea superioară $\Sigma P_n=3\,440+191+9\,100+30\,200+14\,850=57\,581$ kg,
în deschiderea intermediară $\Sigma P_n=5\,960+50\,000+191+9\,100=65\,251$ kg.

d) Verificarea eforturilor unitare și dimensionarea:
deschiderea inferioară:
Grosimea de calcul $t=19$ mm; $D=1{,}25$ m.
a) încărcări normale:
Verificarea o facem deasupra reazemului *1*.
Din încărcarea cu apă avem:

$$n_x = 17{,}46\ t/m = 174{,}6\ \text{kg/cm}.$$

Cu grosimea de tablă de 1,9 cm și ținînd seama de înclinația conductei avem:

$$\sigma_{x_1} = \frac{174{,}6 \times 0{,}621}{1{,}9} = 57\ \text{kg/cm}^2.$$

Din greutatea proprie:

$$\sigma_{x_2} = \frac{75 \times 0{,}621}{1{,}9} = 25\ \text{kg/cm}^2.$$

Din momentul suplimentar rezultă:

$$\sigma_{x_3} = \frac{4 \times 376\,000}{3{,}14 \times 1{,}9 \times 125^2} = 16\ \text{kg/cm}^2.$$

Din forțele axiale:

$$\sigma_{x_4} = \frac{16\,741}{3{,}14 \times 1{,}9 \times 125} = 22{,}5\ \text{kg/cm}^2.$$

Deci în total un efort unitar de compresiune:

$$\sigma_x = 57 + 25 + 16 + 22{,}5 = 120{,}5\ \text{kg/cm}^2.$$

Efortul unitar inelar, considerînd o repartizare liniară a suprasarcinei în lungul conductei, va rezulta:

$$p = 16{,}8 + 13{,}5\,\frac{148{,}1 + 78}{862} = 20{,}3\ \text{kg/cm}^2$$

$$\sigma_\varphi = \frac{20{,}3 \times 125}{2 \times 1{,}9} = 668\ \text{kg/cm}^2.$$

Avînd în vedere că pentru punctul considerat, $\varphi = 0$, efortul unitar tangențial este nul, rezistența de comparație va fi:

$$\sigma_{com} = 668 + 120{,}5 = 788{,}5\ \text{kg/cm}^2 < 0{,}85 \times 1\,050.$$

β) încărcări accidentale:
Cum rezultă din tabela 55, presiunea hidrodinamică maximă în tronsonul 5, pentru deschiderea inferioară, va fi $p=30{,}7$ kg/cm²

$$\sigma_\varphi = \frac{30{,}7 \times 125}{2 \times 1{,}9} = 1\,010\ \text{kg/cm}^2.$$

Rezistența de comparație va fi:

$$\sigma_{com} = 1\,010 + 120{,}5 = 1\,130{,}5\ \text{kg/cm}^2 < 0{,}85 \times 1\,600.$$

În mod asemănător sînt calculate grosimile de tablă în celelalte deschideri ale tronsonului 5, rezultînd valorile date în tabloul de mai jos.

Deschiderea	1 (inf.)	2–3	4–5	6–7	8–9	(10 sup.)
Grosimea t mm . . .	20	16	14	12	10	12

BIBLIOGRAFIE

A. A. Morozov, Utilizarea energiei apelor, Traducere din limba rusă, București, Editura Tehnică, 1952.

A Hruschka, Druckrohrleitungen der Wasserkraftwerke, Wien und Berlin, Verlag von Julius Springer, 1929.

A. Schoklitsch, Der Wasserbau, zweiter Band, Wien, Verlag von Julius Springer, 1930

K. Girkmann, Flächentragwerke, Wien, Verlag von Julius Springer, 1946.

Smirnov, Transportul și înmagazinarea gazelor. Traducere din limba rusă, București Editura Tehnică, 1953.

А. Н. Динник. Устойчивость упругих систем, Москва—Ленинград, Издательство Академии Наук СССР, 1950.

CAPITOLUL VIII

BUNCĂRE METALICE

VIII. 1. GENERALITĂȚI

Buncărele sînt construcții compartimentate care servesc depozitării materialelor în formă de pulbere, bulgări, pastă (cărbuni, minereu, piatră, ciment, beton etc.) de obicei pentru scurtă durată, în vederea sortării, recepției sau încărcării în vagoane sau camioane.

Înălțimea buncărului este mică față de celelalte dimensiuni (lățime și lungime), astfel că planul taluzului natural al materialului depozitat, pornit din punctul inferior al peretelui vertical, intersectează în secțiunea transversală planul orizontal superior al compartimentului între cei doi pereți laterali ai buncărului (fig. 388).

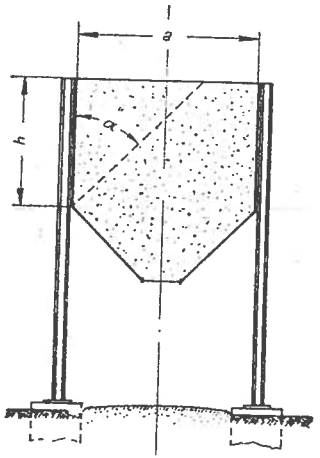


Fig. 388. Secțiune transversală.

În caz contrar compartimentul se numește siloz.

Buncărele metalice au toate avantajele și dezavantajele construcțiilor metalice față de celelalte procedee de construcție. Se recomandă în special cînd durata de serviciu într-un anumit loc nu este prea mare (sub 20—25 ani) și cînd din cauza dimensiunilor și încărcărilor mari construcția din lemn nu poate fi adoptată. Este de obicei cazul exploatărilor carbonifere, la care un puț de mină funcționează o perioadă relativ scurtă, după care toate instalațiile de la gura minei, inclusiv buncărele, trebuie demontate și remontate în altă parte.

Forma buncărului este condiționată de capacitatea prescrisă, de modul de încărcare și descărcare, precum și de sistemul static ales.

Capacitatea, impusă de condițiile de exploatare, este una din datele principale ale problemei. Trebuie să se țină seama că nu tot volumul buncărului poate fi folosit ca spațiu de înmagazinare. În cazul din fig. 389, *a*, de exemplu, cele două triunghiuri superioare formate de unghiul taluzului natural al materialului depozitat se scad din secțiunea transversală pentru a obține secțiunea utilă a buncărului.

De asemenea, dacă fundul buncărului este plat (fig. 389, *b*), vor trebui să fie scăzute și volumele haşurate, care se formează între orificiile de descărcare și care nu pot fi folosite ca spațiu de înmagazinare.

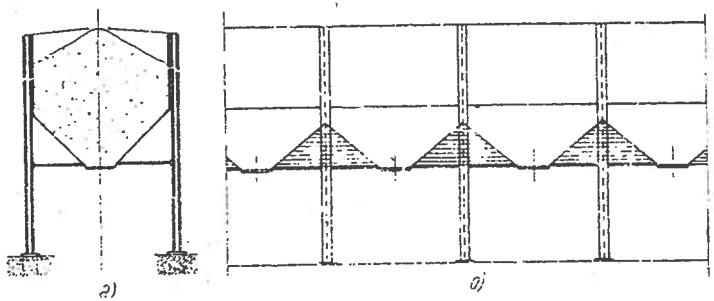


Fig. 389. Secțiune utilă, transversală și longitudinală.

În lung, de obicei, buncărul este împărțit prin diafragme verticale în compartimente. Această compartimentare este cerută de considerente de ordin tehnologic, creîndu-se posibilitatea sortării materialului depozitat și este cerută și de considerente de rezistență, diafragmele reprezentînd riglele cadrelor care susțin rezervorul buncărului. Atunci cînd împărțirea în compartimente nu este cerută de exploatare, diafragmele pot fi înlocuite prin grinzi a căror formă și înălțime sînt stabilite numai de considerente de rezistență.

Încărcarea buncărului se poate face în mai multe moduri:

1. **Direct din vagoane,** care circulă pe o cale susținută de longeroni, rezemați pe diafragmele sau riglele transversale ale buncărului (fig. 390).

2. **Cu benzi transportoare** sau alte dispozitive mecanice de transport (melci, transportoare cu palete etc.), materialul fiind ridicat la nivelul superior al buncărului cu elevatoare sau benzi care funcționează în galerii înclinate (fig. 391).

Descărcar a benzii în compartimentul respectiv se poate face cu raclete mobile (fig. 392) sau cu cărucioare mobile.

Descărcarea celorlalte dispozitive de transport se face prin sertare montate pe fundul cutiei în care funcționează melcul sau transportorul cu palete.

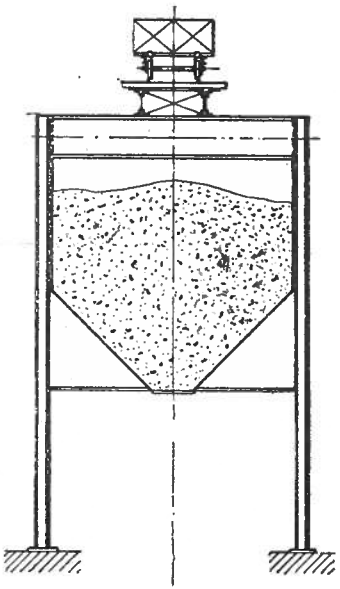


Fig. 390. Încărcarea buncărului din vagoane.

3. **Cu funiculare care sînt conduse deasupra buncărului.** Descărcarea vagonetelor se poate face în diferite puncte ale liniei cu dispozitive de declanșare automată. În fig. 394 este arătată o secțiune printr-un buncăr la care încărcarea se face direct din funicular.

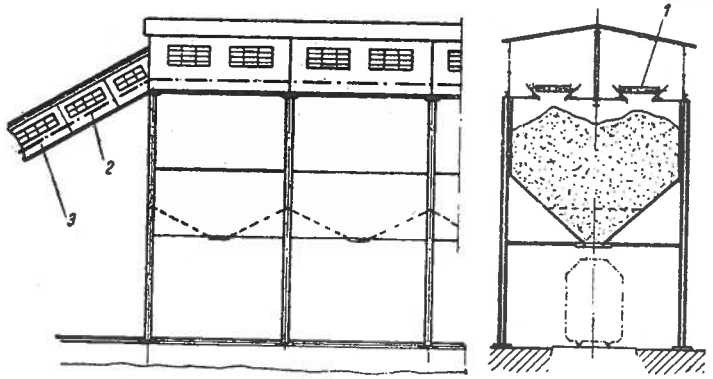


Fig. 391. Incărcarea cu benzi transportoare:
1 şi *2* — benzi transportoare; *3* — galerie.

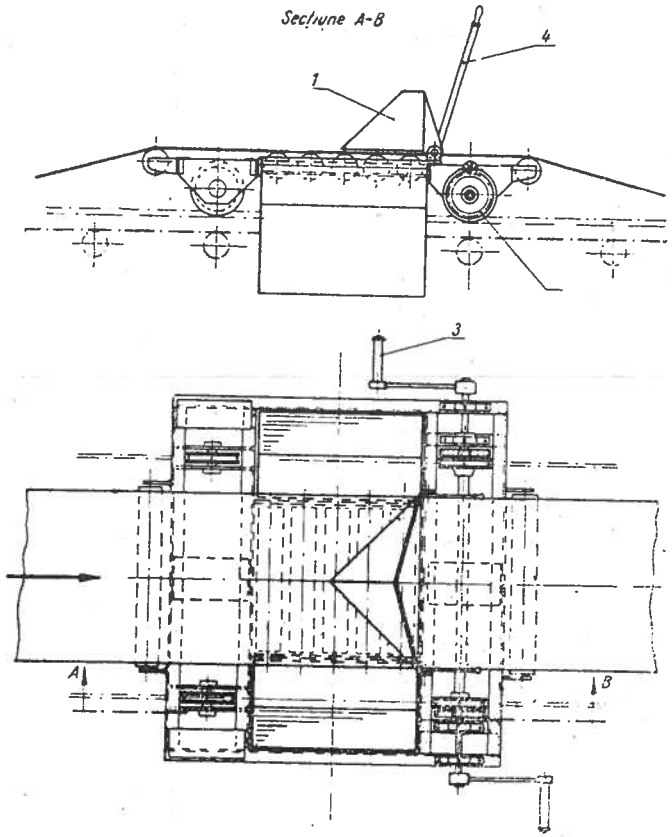


Fig. 392. Dispozitiv de descărcare a benzii cu racletă mobilă:
1 — racletă; *2* — cărucior; *3* — manivelă; *4* — pîrghie de acţionare a racletei.

Descărcarea buncărului se face prin deschideri plasate pe fundul sau pe pereţii lateral ai buncărului. Deschiderile, numite guri de descărcare, sînt prevăzute cu dispozitive de închidere care pot fi uşor manipulate şi cu jghea-

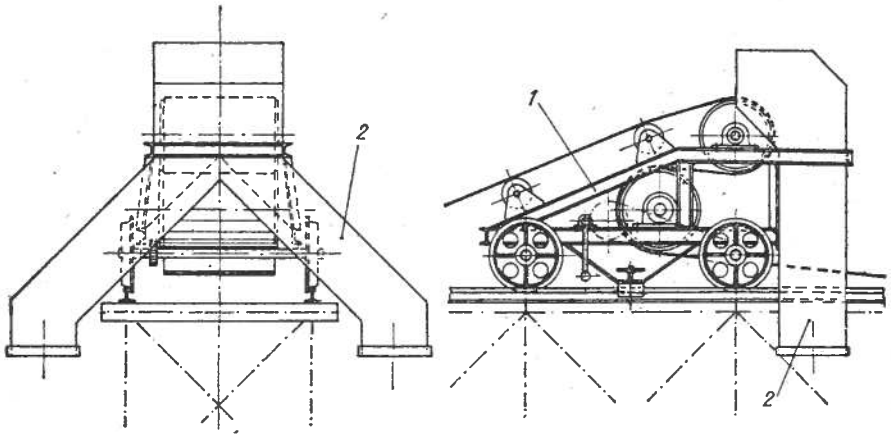


Fig. 393. Dispozitiv de descărcare a benzii cu cărucior mobil:
1 — cărucior; *2* — pîlnie.

buri fixe sau mobile care conduc materialul vărsat. Jgheaburile mobile, deşi mai scumpe, au avantajul că nu fac necesară manevrarea convoiului de vagoane în timpul descărcării buncărului şi că pot fi încărcate simultan mai multe vagoane de diferite tipuri, inclusiv vagoane închise.

Pentru ca golirea totală a buncărului să fie posibilă, fundul buncărului se execută cu o înclinaţie care trebuie să depăşească cu cîteva grade (de obicei cu 5°) unghiul taluzului natural al materialului care se înmagazinează.

In tabela 60 sînt date unghiurile taluzului natural şi greutăţile specifice ale materialelor, care obişnuit sub forma de material vărsat se depozitează în buncăr.

Principial, buncărul este format din următoarele elemente:

a) corpul de înmagazinare, buncărul propriu-zis;

b) cadrele care susţin buncărul, formate din stîlpi şi rigle;

c) în anumite cazuri, o construcţie superioară, numită galerie de încărcare, care acoperă buncărul şi în care sînt plasate dispozitivele de încărcare ale buncărului.

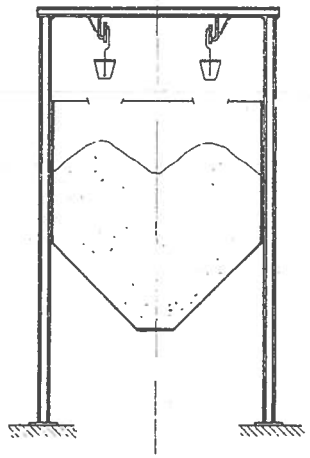


Fig. 394. Incărcarea buncărului cu funicular.

Corpul de înmagazinare poate fi executat in două alternative:

a) buncăr cu pereţi rigizi;

b) buncăr cu pereţi şi fund flexibil.

Tabela 60

Nr. crt.	Felul materialului depozitat	γ kg/m³	φ	$k=tg^2\left(45°-\frac{\varphi}{2}\right)$
1	Minereu de fier aglomerat	1 700—2 000	45°	0,17
2	Minereu de fier (magnetit)	2 500—3 500	45°	0,17
3	Minereu de fier (hematită)	2 000—2 800	45°	0,17
4	Minereu de fier (limonit)	1 200—2 000	45°	0,17
5	Minereu de mangan	1 800—2 000	45°	0,17
6	Magnezit pulbere	2 100—2 150	40°	0,22
7	Ţunder	1 900—2 100	30—35°	0,35—0,27
8	Quarţ	1 370—1 560	40°	0,22
9	Cărbune antracit	950—1 400	30°	0,35
10	Cărbune lignit	620	35—50°	0,27—0,13
11	Cărbune mărunt	750	30—45°	0,35—0,17
12	Cocs	450—750	30—50°	0,35—0,13
13	Zgură uscată	850	35°	0,27
14	Piatră de var	1 400—1 700	35—45°	0,27—0,17
15	Var calcinat	800—1 100	30—45°	0,35 - 0,17
16	Ghips mărunt	1 300	40°	0,22
17	Pietriş umed	1 900—2 000	25°	0,41
18	Pietriş uscat	1 800	30—45°	0,35—0,17
19	Nisip uscat	1 500—1 600	30—35°	0,35—0,27
20	Nisip fin umed	2 000	20°	0,49
21	Ciment	1 600	30°	0,35
22	Carbid	900	28°	0,36

La primul sistem buncărul este format din pereţi plani, care sub influenţa presiunii materialului depozitat lucrează la încovoiere. Din această cauză, tabla pereţilor laterali şi înclinaţi trebuie susţinută de grinzi care formează un schelet de rezistenţă rigid la încovoiere.

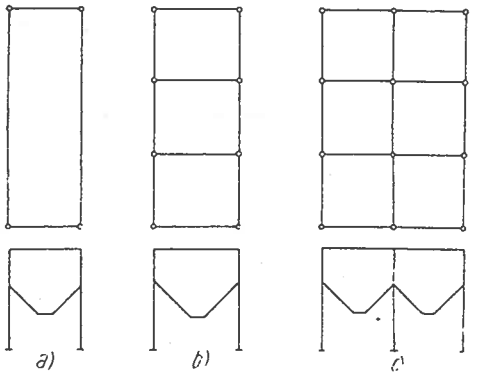


Fig. 395. Secţiuni orizontale şi transversale: *a* — buncăr unicelular; *b* — buncăr compartimentat; *c* — buncăr cu două rînduri de celule.

La sistemul al doilea, forma fundului se alege astfel, ca să coincidă cu curba funicular obţinută din încărcarea maximă a buncărului. În acest caz, în tabla fundului vom avea numai solicitări de întindere, ceea ce face acest sistem de buncăr indicat, în special în cazul buncărelor de capacitate mare.

Elemente de rigidizare sînt totuşi necesare şi la acest sistem, pentru a împiedica deformaţii mari, care se pot altfel produce din cauza unei umpleri nesimetrice a buncărului. Deformaţiile mari ale fundului pot crea dificultăţi în buna funcţionare a dispozitivelor de închidere a gurilor de descărcare.

În plan corpul de înmagazinare are o formă dreptunghiulară (fig. 395 *a*). Dacă necesităţile de exploatare o cer, buncărul poate fi împărţit în mai multe celule prin diafragme verticale (fig. 395, *b*). În cazul buncărelor de capacitate mare, sau cînd lungimea buncărului este limitată, celulele pot fi aşezate pe două sau pe mai multe rînduri (fig. 395 *c*).

Buncărul cu pereţi regizi este format din plăci verticale, care alcătuiesc pereţii laterali şi din plăci înclinate, care alcătuiesc fundul. În funcţie de numărul şi aşezarea plăcilor verticale şi înclinate se obţin diferitele tipuri de buncăre, arătate schematic în fig. 396.

Tipul „a" şi tipul „b" unicelular sînt buncăre de capacitate redusă. Această formă este întrebuinţată în special pentru buncărele de dozare.

Tipul „b" cu multe celule poate fi folosit şi ca buncăr de încărcare. Încărcarea se poate face numai în vagoane descoperite.

Tipul „c" reprezintă forma tipică a buncărului pentru înmagazinarea rocilor. Descărcarea buncărului se face lateral.

Tipurile „d", „e", „f" şi „g" sînt buncăre de sortare şi încărcare. Descărcarea buncărului se poate face sau prin feţele orizontale sau prin cele înclinate. Prin jgheaburi fixe sau mobile pot fi încărcate vagoane care circulă sub buncăr sau pe linii în afara buncărului. De asemenea, din aceste buncăre, prin jgheaburi mobile laterale, materialul poate fi încărcat în vagoane acoperite.

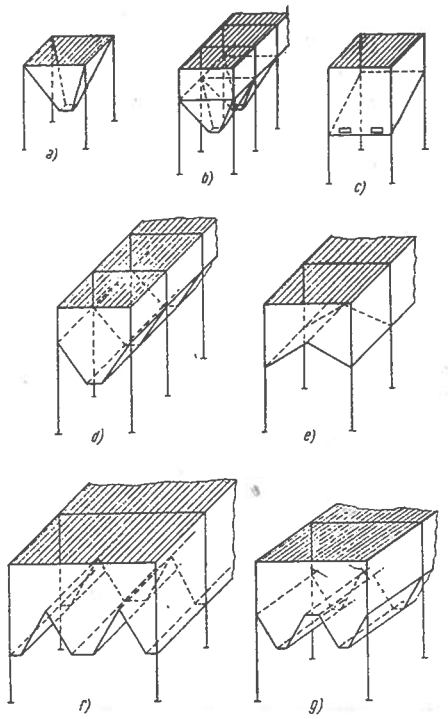


Fig. 396. Tipuri de buncăre.

În fig. 397 sînt arătate posibilităţile de încărcare în vagoane de cale ferată cu ajutorul jgheaburilor.

Distanţa între stîlpii cadrului, în secţiune transversală, se ia în funcţie de lăţimea gabaritului de liberă trecere a mijlocului de transport care circulă pe sub buncăr şi la care se adaugă lăţimea platformelor de pe care este manevrată închiderea şi deschiderea buncărului şi supravegheată încărcarea. În cazul obişnuit, cînd încărcarea se face în vagoane de cale normală, această distanţă se ia 6,50—7,0 m.

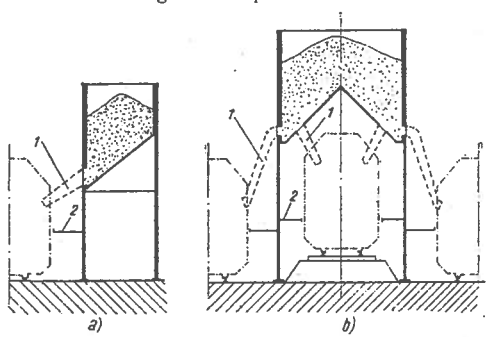


Fig. 397. Soluţii privind încărcarea vagoanelor: *1* — pîlnie; *2* — platformă.

În sens longitudinal, distanţa între stilpii cadrelor este dictată numai de considerente economice (greutate minimă a construcţiei metalice). Pasul optim este de 5,0—7,0 m.

Înălțimea pînă la partea inferioară a buncărului se ia în funcție de înălțimea gabaritului de liberă trecere, la care se adaugă circa 1,0 m pentru jgheabul de descărcare.

Pentru cazul obișnuit (încărcarea în vagoane de cale ferată normală) această înălțime rezultă: 5,50+1,00=6,50 m.

Pentru reducerea lungimii de flambaj a stîlpilor, în secțiune transversală, deasupra gabaritului de liberă trecere se poate așeza o riglă orizontală. Această riglă este mai ales necesară cînd se execută o izolare termică a buncărului. În acest caz rigla servește ca grindă a planșeului care izolează fundul buncărului.

VIII. 2. 1. Calculul buncărelor cu pereți rigizi

Pereții verticali și înclinați ai buncărului formează grinzi longitudinale, care se reazemă pe cadrele transversale (fig. 398) și care sînt legate între ele de-a lungul muchiilor comune.

Aceste grinzi, ca pereți ai buncărului, preiau în primul rînd presiunea exercitată de materialul depozitat. În al doilea rînd, considerînd încărcările exterioare concentrate de-a lungul muchiilor buncărului, fiecare grindă va prelua componentele acestor încărcări concentrate, care acționează în planul grinzilor respective.

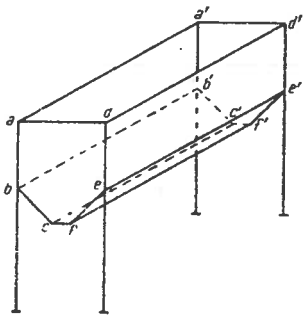


Fig. 398. Sistemul spațial al buncărului.

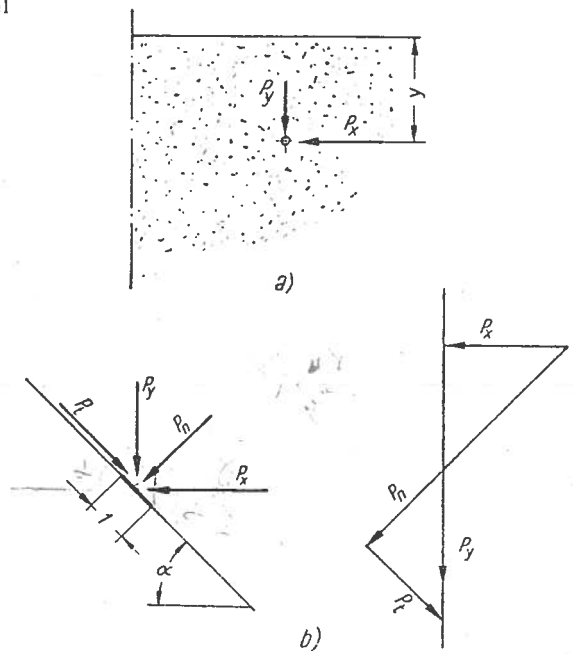


Fig. 399. Componentele presiunii materialului.

Presiunea într-un punct oarecare al buncărului este dată prin cele două componente p_x și p_y (fig. 399, *a*).

$$p_y=\gamma\cdot y; \tag{8.1}$$

$$p_x=p_y\cdot \operatorname{tg}^2\left(45^\circ-\frac{\varphi}{2}\right)=k\cdot p_y=k\cdot\gamma\cdot y; \tag{8.2}$$

unde:

y este adîncimea punctului considerat față de nivelul superior al materialului depozitat;

γ — greutatea volumetrică a materialului depozitat;

φ — unghiul taluzului natural.

Pe un perete vertical, neglijînd frecarea dintre material și perete, acționează numai componenta orizontală p_x.

Pe un perete înclinat, care face cu orizontala unghiul α (fig. 399, *b*) avem:

$$p_n=p_x\cdot\sin^2\alpha+p_y\cdot\cos^2\alpha; \tag{8.3}$$

$$p_t=\frac{p_x-p_y}{2}\sin 2\alpha. \tag{8.4}$$

În afară de presiunea și greutatea materialului depozitat, la calculul buncărului se mai consideră următoarele încărcări:

— greutatea proprie a construcției metalice;

— greutatea utilajelor mecanice care deservesc transportul și descărcarea materialului și care se reazemă pe construcția metalică;

— în unele cazuri trebuie să se țină seama de efectul dinamic al acestor încărcări;

— încărcarea cu zăpadă;

— acțiunea vîntului;

— încărcările utile pe platformele de lucru.

Calculul buncărului propriu-zis se poate face în două alternative:

a) o alternativă simplificatoare de calcul, la care sistemul buncărului este descompus în grinzi încărcate în planul lor sau normal pe planul lor;

b) o alternativă de calcul, teoretic mai apropiată de modul de lucru al construcției în ansamblul ei, la care pereții buncărului se consideră ca formînd o suprafață prismatică, adică se ține seama de faptul că pereții buncărului sînt legați între ei de-a lungul unor muchii comune. Se va reda calculul buncărului după cele două metode.

Calculul buncărului cu pereți rigizi ca sistem format din grinzi independente

Pe cadrele transversale *I* și *II* (v. fig. 398) sînt fixate grinzile longitudinale verticale *a*—*a'*—*b*—*b'* și *d*—*d'*—*e*—*e'* și grinzile înclinate *b*—*b'*—*c*—*c'* și *e*—*e'*—*f*—*f'*. Grinzile verticale alcătuiesc pereții verticali al buncărului și susțin în același timp grinzile înclinate. Grinzile înclinate, care formează fundul buncărului, sînt rezemate pe grinzile longitudinale verticale, iar la capete sînt prinse în timpanele transversale, care formează riglele cadrelor *I* și *II*. Dacă distanța între cadre este mare, se poate introduce între grinzile verticale o diafragmă intermediară (fig. 400).

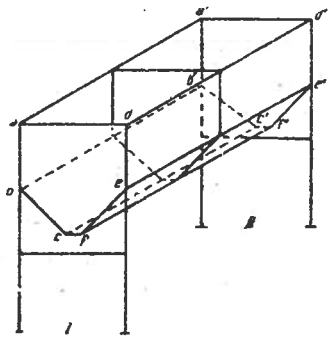


Fig. 400. Sistemul format din grinzi independente.

Această diafragmă intermediară mărește în același timp rigiditatea generală a construcției și constituie, așa cum se va arăta mai departe, un reazem intermediar al grinzilor orizontale ale pereților verticali.

În grinda longitudinală verticală, care de obicei are o înălțime mare față de deschiderea ei, solicitările din încărcarea verticală adusă de grinda înclinată vor fi reduse. În orice caz, aceste solicitări pot fi stabilite cu ușurință, grinda fiind considerată ca simplu rezemată pe cele două cadre *I* și *II*.

Inima acestei grinzi, care joacă rolul de perete vertical al buncărului, suportă presiunea orizontală a materialului, care astfel cum rezultă din formula (8.1) variază liniar cu adîncimea. Această încărcare perpendiculară pe planul peretelui provoacă încovoierea tablei în afară de planul vertical al grinzii longitudinale. Pentru reducerea acestor încovoieri se prevăd nervuri care constituie reazemele intermediare ale tablei peretelui.

Aceste nervuri de rigidizare pot fi așezate în trei feluri:

1) ca nervuri orizontale (fig. 401), rezemate pe cadrele transversale și eventual pe diafragme intermediare;

2) ca nervuri verticale (fig. 402), rezemate pe două grinzi orizontale.

Una din grinzile orizontale este așezată la nivelul superior al peretelui, iar cealaltă, de-a lungul liniei de intersecție dintre peretele vertical și fundul înclinat.

3) formînd un grătar de nervuri orizontale și verticale (fig. 403).

Din punct de vedere static, tabla se consideră o placă rezemată pe contur și încărcată normal pe planul ei. Atunci cînd una din laturile dreptunghiului este mare față de cealaltă, placa se poate considera cu o fișie rezemată pe două laturi, în acest caz lucrînd evident pe deschiderea cea mică. În privința rezemării, în acest caz se face presupunerea unei încastrări parțiale, momentul fiind calculat ca media aritmetică între momentul unei grinzi simplu rezemate și momentul unei grinzi dublu încastrate, adică:

$$M = \frac{q \cdot l^2}{12}. \tag{8.5}$$

În ceea ce privește încărcarea q, în funcție de felul nervurilor, avem:

a) În cazul nervurilor orizontale, încărcarea q se consideră uniform repartizată pe deschiderea l și egală cu media aritmetică a presiunilor în dreptul nervurilor de reazem (fig. 404).

$$q_3 = \frac{q_c + q_d}{2}; \quad q_4 = \frac{q_d + q_e}{2}. \tag{8.6}$$

Dacă grosimea tablei se menține constantă pe toată înălțimea peretelui, poate fi variată distanța dintre nervuri astfel, ca momentul să rămînă constant. Dacă se menține constantă distanța l, grosimea tablei trebuie adaptată în consecință variației momentului.

Săgeata maximă a tablei nu trebuie să depășească 1/100 din deschiderea l. Ținînd seama de distribuția momentelor de încovoiere (fig. 405), săgeata maximă rezultă:

$$f = \frac{q \cdot l^4}{128 EJ}, \tag{8.7}$$

unde J este momentul de inerție al fișiei de tablă cu o lățime unitară.

Cînd distanța dintre nervuri este mai mare ca 150 t, se recomandă introducerea unor nervuri intermediare, care nu se calculează și care se execută din corniere 60×60 sau 70×70.

b) În cazul adoptării sistemului cu nervuri verticale (fig. 406), deschiderea l rămîne constantă pe toată înălțimea peretelui.

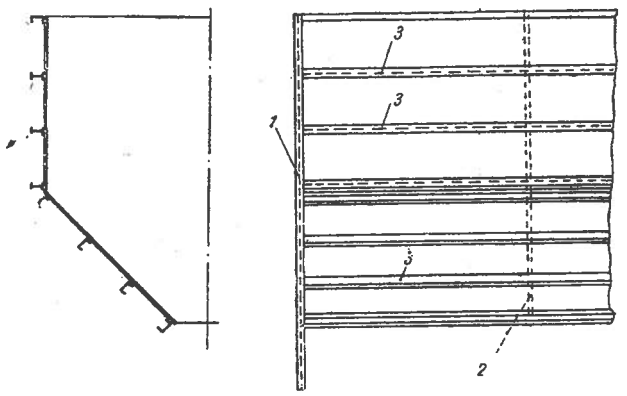


Fig. 401. Sistem cu nervuri longitudinale:
1 — cadru transversal; *2* — diafragmă intermediară; *3* — nervuri longitudinale.

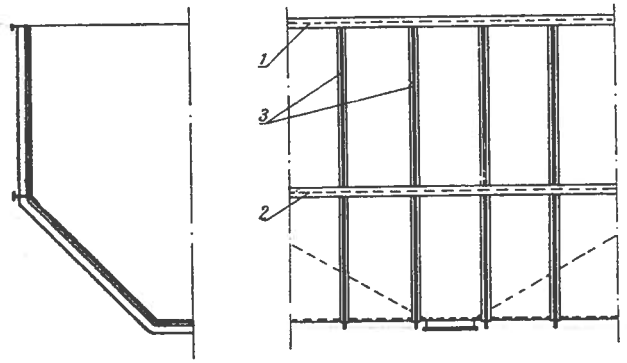


Fig. 402. Sistem cu nervuri verticale:
1 — grindă longitudinală superioară; *2* — grindă longitudinală inferioară; *3* — nervuri verticale.

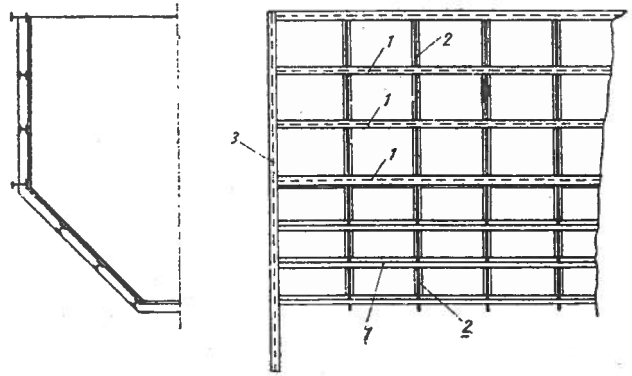


Fig. 403. Sistem cu nervuri orizontale și verticale:
1 — nervuri longitudinale; *2* — nervuri verticale; *3* — cadru transversal.

Pentru a realiza o economie de oțel, se recomandă ca peretele să fie împărțit în zone cu grosimi constante, grosimea tablei variind de la zonă la zonă. Pentru fiecare zonă se va calcula o fișie cu o lățime unitară cu încărcarea maximă corespunzătoare zonei respective. De exemplu, tabla din zona *II* (fig. 406) se calculează la încărcarea q_2.

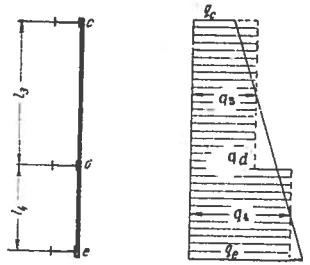


Fig. 404. Încărcarea, în cazul sistemului cu nervuri orizontale.

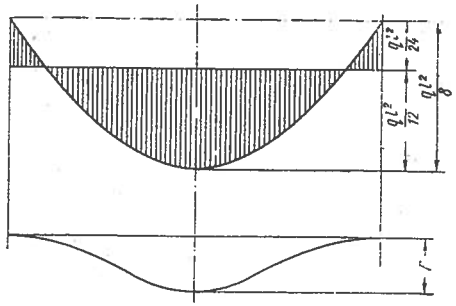


Fig. 405. Schemă pentru calculul săgeții plăcii.

c) Atunci cînd se adoptă soluția grătarului de nervuri orizontale și verticale (fig. 407) tabla peretelui se consideră rezemată articulat pe cele patru laturi. Încărcarea q fiind uniform repartizată și egală cu media aritmetică a presiunilor corespunzătoare nivelului celor două nervuri orizontale de reazem.

$$q=\frac{q_b+q_c}{2}.$$

Efortul unitar specific rezultă după Bach:

$$\sigma=\frac{0{,}75\cdot q\left(\frac{b}{t}\right)^2}{20\,000\left(1+\frac{b^2}{l^2}\right)}. \qquad (8.8)$$

Pentru o rezistență admisibilă $\sigma=1\,400$ kg/cm² grosimea tablei, în cm, rezultă:

$$t=0{,}000\,164\cdot b\cdot l\sqrt{\frac{q}{b^2+l^2}}, \qquad (8.9)$$

unde b și l se introduc, în cm, iar q, în kg/m².

Exemplu numeric

Buncăr pentru minereu de fier:

$$\gamma=3\,500\ \text{kg/m}^3;\quad \varphi=45°;\quad k=0{,}17.$$

Înălțimea peretelui vertical (fig. 408) este de 4,0 m.

Tabla se consideră rezemată pe un grătar de grinzi, distanța între grinzile orizontale fiind de 1,0 m, iar între cele verticale, de 1,20 m.

Se verifică grosimea ochiului interior.

$$l=1{,}0\ \text{m};\quad b=1{,}20\ \text{m};\quad y=3{,}50\ \text{m}.$$

$$p_x=3\,500\times 0{,}17\times 3{,}50=2\,080\ \text{kg/m}^2.$$

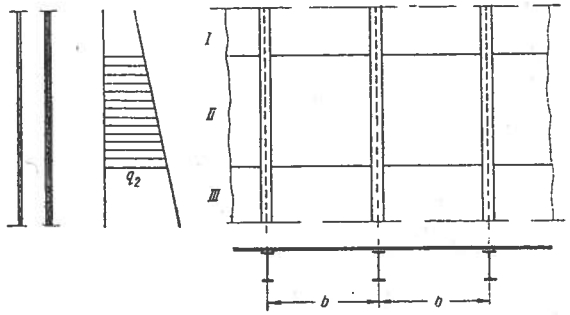


Fig. 406. Încărcarea, în cazul sistemului cu nervuri verticale.

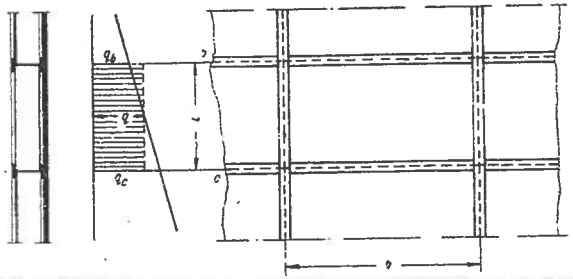


Fig. 407. Încărcarea, în cazul sistemului cu nervuri orizontale și verticale.

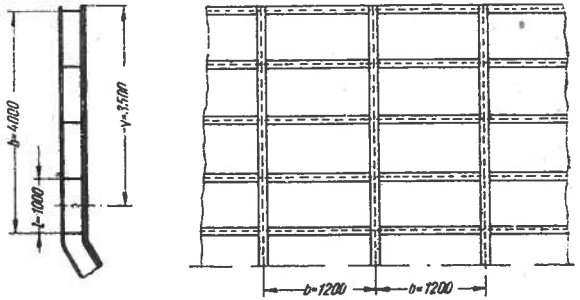


Fig. 408. Schemă de calcul.

Aplicînd relaţia (8.9) se obţine:

$$t = 0{,}000\,164 \times 100 \times 120 \sqrt{\frac{2\,080}{100^2 + 120^2}} = 0{,}57 \text{ cm}.$$

Se alege grosimea de 6 mm.

Dacă se folosesc numai nervuri orizontale, menţinînd aceeaşi distanţă între nervurile orizontale inferioare, se obţine:

$$M = \frac{2\,080 \times 1{,}0^2}{12} = 173{,}5 \text{ kg m}.$$

din:

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{6M}{100\,t^2} \leq \sigma_a$$

rezultă:

$$t = \sqrt{\frac{6M}{100 \times \sigma_a}} = \sqrt{\frac{6 \times 17\,350}{100 \times 1\,400}} = 0{,}86 \text{ cm}.$$

În acest caz se va alege deci o grosime de 9 mm.

Dacă am vrea să rămînem la grosimea de 6 mm, momentul capabil rezultă de:

$$M = \frac{\sigma_a \times 100 \times t^2}{6} = \frac{1\,400 \times 100 \times 0{,}6^2}{6} = 8\,400 \text{ kgcm}$$

iar distanţa dintre nervuri din relaţia (8.5) rezultă:

$$l = \sqrt{\frac{12 \cdot M}{q}} = \sqrt{\frac{12 \times 8\,400}{2\,080}} \cong 0{,}70 \text{ m}.$$

Tabla grinzilor înclinate care formează fundul se calculează în mod asemănător, în funcţie de modul de aşezare al nervurilor, la presiunea normală pe perete p_n, care rezultă din relaţia (8.3).

Dacă pentru tabla fundului nu se iau alte măsuri de protecţie, care vor fi arătate mai departe, grosimea rezultată din calcule se sporeşte cu 2—3 mm, avîndu-se în vedere coroziunea. Grosimea minimă a tablelor fundului este de 6 mm.

Nervurile de rigidizare se calculează ca grinzi simplu rezemate.

În cazul nervurilor orizontale, ca încărcare se ia reacţiunea celor două fîşii de tablă rezemate pe nervura respectivă. De exemplu, pentru nervura de la nivelul d (fig. 404), încărcarea pe metru liniar va fi:

$$q = \frac{q_3 \cdot l_3 + q_4 \cdot l_4}{2} = \frac{1}{4}\left[q_c l_3 + q_d (l_3 + l_4) + q_c l_4\right]. \qquad (8.10)$$

În cazul nervurilor verticale, încărcarea variază liniar pe deschiderea nervurii, lăţimea de încărcare fiind egală cu distanţa dintre două nervuri consecutive (fig. 406).

Atunci cînd se folosesc nervuri orizontale şi verticale, unele capătă caracterul de nervuri principale şi sînt executate dintr-o bucată între cele două reazeme, iar celelalte sînt considerate secundare, întrerupîndu-se în dreptul nervurilor principale pe care se reazemă. Nervurile secundare sînt calculate la reacţiunea fîşiilor de tablă din împingerea materialului depozitat, iar nervurile principale, la reacţiunea nervurilor secundare. Care din nervuri urmează să fie alese ca nervuri principale se stabileşte printr-un calcul de economie. Tot printr-un calcul de economie se stabileşte care din cele trei soluţii de aşezare a nervurilor este cea mai indicată.

Un calcul mai exact al soluţiei a treia se poate face împărţind presiunea de pe perete atît nervurilor principale cît şi celor secundare. Fiecare dreptunghi (fig. 409) se împarte în patru triunghiuri, fiecărei grinzi de pe contur, secundară sau principală, revenindu-i o sarcină corespunzătoare cu suprafaţa triunghiului şi cu presiunea panoului respectiv.

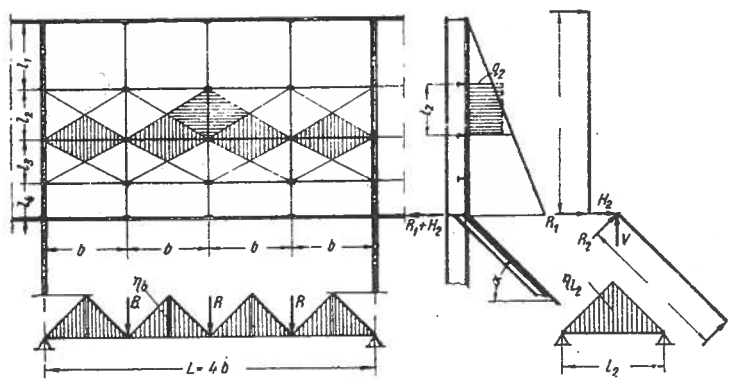


Fig. 409. Repartizarea încărcării pe nervuri la sistemul combinat.

De exemplu, grinda secundară cu deschiderea l_2 va fi încărcată cu presiunea q_2, presupusă constantă pe această deschidere, înmulţită cu suprafaţa de încărcare corespunzătoare. Încărcarea va varia, astfel cum este indicat în figură, înălţimea triunghiului fiind:

$$\eta_{l_2} = b \cdot q_2. \qquad (8.11)$$

Grinda principală cu deschiderea egală cu $L = 4 \cdot b$, va avea o încărcare repartizată astfel, cum este arătat în figură, înălţimea triunghiurilor fiind:

$$\eta_b = \frac{l_2 \cdot q_2 + l_3 \cdot q_3}{2} \qquad (8.12)$$

şi trei forţe concentrate R reprezentînd fiecare suma reacţiunilor celor două grinzi secundare prinse în nodul respectiv.

$$R = \frac{1}{4}(\eta_{l_2} \cdot l_2 + \eta_{l_3} \cdot l_3). \qquad (8.12a)$$

Grinda superioară longitudinală se calculează la reacţiunile nervurilor verticale. Săgeata orizontală maximă nu trebuie să depăşească 1/400 din deschiderea grinzii.

Grinda longitudinală, aşezată la nivelul inferior al peretelui vertical, preia reacţiunile nervurilor verticale, precum şi componenta orizontală a nervurilor fundului înclinat (fig. 409).

Componenta verticală a acestor reacţiuni este preluată de peretele vertical.

Calculul buncărului cu pereţi rigizi ca sistem spaţial

Pereţii formează o suprafaţă prismatică la care deplasările muchiilor sînt mici în raport cu deformaţiile plăcilor care alcătuiesc această suprafaţă, deoarece înălţimile şi deci şi momentele de inerţie ale feţelor componente sînt mari în raport cu dechiderile lor. În acest caz, este admisibil să se

neglijeze în calcule influenţa încovoierii plăcilor în planul lor şi să se considere feţele ca articulate de-a lungul muchiilor. Încărcarea se distribuie de asemenea de-a lungul muchiilor pînzei, ca reacţiuni ale plăcilor prinse în muchia respectivă.

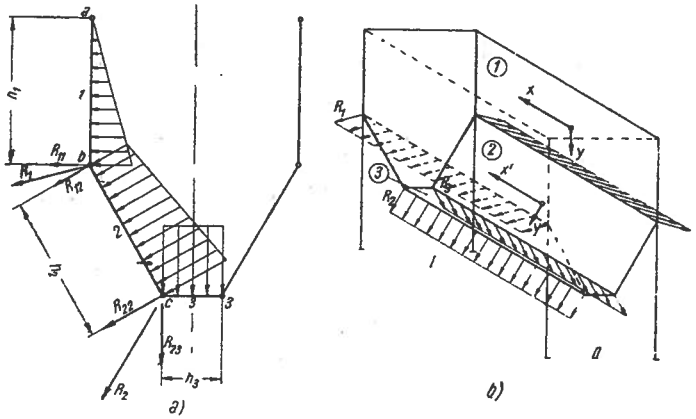


Fig. 410. Încărcările sistemului spaţial.

De exemplu, în fig. 410 pe muchia „*b*" avem reacţiunea plăcii *1* notată cu $R_{1,1}$ şi a plăcii *2* notată cu $R_{1,2}$.

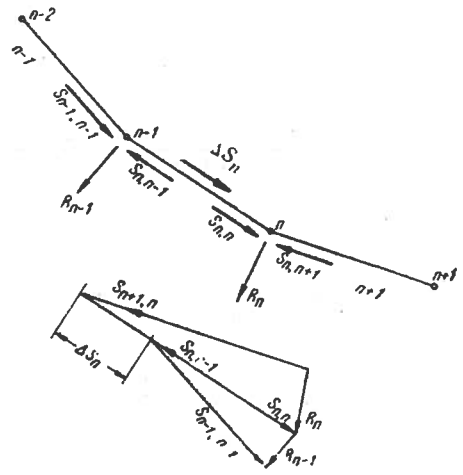


Fig. 411. Forţele care acţionează în planul feţelor pînzei.

$$R_{1,1}=\frac{q_1\cdot h_1}{2}. \tag{8.13}$$

$$R_{1,2}=\left(q_{1n}\frac{2}{3}+q_{2n}\frac{1}{3}\right)\frac{h_2}{2}.$$

Muchia „*a*" fiind liberă, toată presiunea pe faţa *1* apare la muchia „*b*".

Aceste reacţiuni se înlocuiesc prin rezultantele lor R_1, R_2 etc., a căror mărime şi direcţie se obţine din poligonul forţelor. Rezultă sistemul schiţat în fig. 410, *b*, la care încărcarea este reprezentată prin forţele *R* uniform repartizate de-a lungul muchiilor pînzei.

Ca sistem de coordonate se alege pentru fiecare placă componentă un sistem rectangular *x—y*, a cărui origine se află la mijlocul deschiderii, iar axa *x* împarte înălţimea plăcii în două.

Aceste rezultante se descompun apoi după direcţiile plăcilor prinse în muchia respectivă. Descompunerea se face grafic, aşa cum este arătat în fig. 411, pentru un caz general.

Din diferenţa celor două componente *S* se stabileşte pentru fiecare faţă forţa ΔS_n care acţionează în planul feţei respective ca o forţă uniform repartizată.

$$\Delta S_n=S_{n,n}-S_{n,n-1}. \tag{8.14}$$

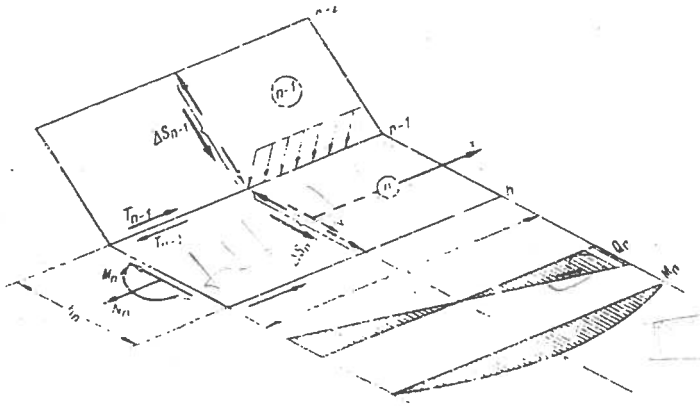


Fig. 412. Solicitările în fiecare placă separată.

Sub influenţa încărcării ΔS_n, independentă de *x*, vor apare în faţa *n* momente (M_n) şi forţe tăietoare (Q_n), care pot fi calculate ca la o grindă simplu rezemată (fig. 412).
Se obţine:

$$Q_n=-\Delta S_n\cdot x; \tag{8.15}$$

$$M_n=\Delta S_n\left(\frac{l^2}{8}-\frac{x^2}{2}\right). \tag{8.16}$$

Considerînd faţa respectivă că se comportă ca o grindă, eforturile unitare într-o anumită secţiune *x*=const. rezultă:

$$\tau=\frac{Q_n\cdot S_x}{J_x\cdot t} \quad \text{şi} \quad \sigma=\frac{M_n\cdot y_n}{J_x}. \tag{8.17}$$

adică se obţine pentru τ variaţia parabolică cu valoarea zero la nivelul celor două muchii, iar pentru σ o variaţie liniară pe înălţimea plăcii h_n. Grosimea plăcii fiind constantă se va putea lucra cu eforturi însumate pe grosimea pînzei, adică:

$$n_x=\sigma_x\cdot t_n=M_n\frac{12\cdot y}{h_n^3}. \tag{8.18}$$

Deoarece încărcările ΔS au aceeaşi direcţie, rezultă că momentele în două plăci alăturate au acelaşi semn şi deci de-a lungul unei muchii, în cele două plăci vor apare eforturi n_x de semne diferite. Adică referindu-ne la fig. 412, rezultă că de-a lungul muchiei $(n-1)$ în placa $(n-1)\,n_x$ este un efort de întindere, iar în placa (n) este un efort de compresiune. Această situaţie este însă incompatibilă cu legătura care există între cele două plăci

de-a lungul muchiei $(n-1)$. De-a lungul acestei muchii vor trebui să apară forțe de alunecare, notate cu T_{n-1}, care produc egalizarea solicitărilor la acest nivel.

Aceste forțe T dau naștere la forțe axiale și la momente suplimentare N' și M'. Legătura dintre N'_n, M'_n și T_n se stabilește pe baza condițiilor de echilibru care pot fi scrise asupra unui element infinitesimal. Luînd o fîșie din pînză cu lățimea dx și cu înălțimea egală cu înălțimea pînzei h_n, (fig. 413) din condițiile de echilibru scriem următoarele relații:

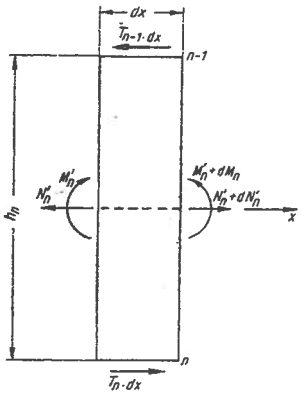


Fig. 413. Fișe infinitesimală dintr-o placă.

$$\frac{dN'_n}{dx} = T_{n-1} - T_n; \tag{8.19}$$

$$\frac{dM'_n}{dx} = -\frac{h_n}{2}(T_{n-1} + T_n). \tag{8.20}$$

Din forța axială N'_n și momentul M'_n rezultă la nivelul $y = \pm\frac{h_n}{2}$ un efort de membrană longitudinal:

$$n'_x = \frac{N'_n}{h_n} \pm \frac{6M'_n}{h_n^2}. \tag{8.21}$$

Se poate acum exprima efortul unitar de-a lungul muchiei (n) în cele două plăci:

$$\sigma_{x,\,n} = \frac{1}{t_n \cdot h_n^2}(+6M_n + h_n \cdot N'_n + 6M'_n); \tag{8.22}$$

$$\sigma_{x,\,n+1} = \frac{1}{t_{n+1} \cdot h_{n+1}^2}(-6M_{n+1} + h_{n+1} \cdot N'_{n+1} - 6M'_{n+1}). \tag{8.23}$$

Din condiția de continuitate pentru muchia (n) vom avea:

$$\sigma_{x,\,n} = \sigma_{x,\,n+1}. \tag{8.24}$$

În această ecuație va trebui să se exprime forța N'_n și momentul M'_n în funcție de eforturile T. Pentru aceasta vom deriva ecuația (8.24) în raport cu x și înlocuim derivata momentului produs de încărcarea ΔS prin forța tăietoare Q.

$$\frac{dM_n}{dx} = Q_n.$$

Se obține:

$$T_{n-1}\cdot\frac{1}{t_n\cdot h_n} + T_n\left(\frac{2}{t_n\cdot h_n} + \frac{2}{t_{n+1}\cdot h_{n+1}}\right) + T_{n+1}\frac{1}{t_{n+1}\cdot h_{n+1}} = 3\frac{Q_n}{t_n\cdot h_n^2} + 3\frac{Q_{n+1}}{t_{n+1}\cdot h_{n+1}^2}. \tag{8.25}$$

Cum încărcarea este independentă de x, rezultă că atît forța tăietoare Q (v. relația 8.15), cît și forțele T sînt proporționale cu x și deci derivînd încă odată în raport cu x se obține:

$$\frac{dT_{n-1}}{dx}\cdot\frac{1}{t_n\cdot h_n} + \frac{dT_n}{dx}\left(\frac{2}{t_n\cdot h_n} + \frac{2}{t_{n+1}\cdot h_{n+1}}\right) + \frac{dT_{n+1}}{dx}\cdot\frac{1}{t_{n+1}\cdot h_{n+1}} = -3\frac{\Delta S_n}{t_n\cdot h_n^2} - 3\frac{\Delta S_{n+1}}{t_{n+1}\cdot h_{n+1}^2}. \tag{8.26}$$

Cîte o astfel de ecuație se poate scrie pentru fiecare muchie a pînzei. Se obține așadar atîtea ecuații cîte muchii și deci cîte necunoscute avem. Din rezolvarea sistemului de ecuații și apoi prin integrare se obține mărimea forțelor T.

Cu acestea se pot calcula forțele axiale N'_n și momentele suplimentare M'_n precum și eforturile unitare în placă din relația (8.22 și 8.23).

Peste aceste solicitări care rezultă din lucrul spațial al sistemului se suprapun solicitările din încărcarea directă a plăcii, care se calculează astfel cum s-a arătat la punctul I și care depind ca mărime și direcție de sistemul de rigidizare prin nervuri.

VIII. 2. 2. Dimensionarea și soluții constructive

Tabia pereților se dimensionează la încovoiere din încărcarea directă, ținîndu-se seamă și de solicitările care intervin din lucrul în ansamblu al sistemului (considerat ca format din grinzi izolate sau ca sistem spațial). Ultimele solicitări sînt în cele mai multe cazuri reduse. La dimensionarea tablelor se are în vedere și condiția de rigiditate; se recomandă ca grosime minimă 6 mm.

Măsuri constructive speciale trebuie luate în ceea ce privește uzura tablelor, mai ales în cazul depozitării unor materiale care provoacă o uzură mare a tablelor (de exemplu: cocs, minereuri, piatră etc.). Se poate folosi o tablă de protecție, care nu se ia în considerație în calculele de rezistență și care se fixează cu buloane sau prin sudură de tablele pereților înclinați. O altă soluție este un placaj din cărămidă clincher, așezată pe muchie (fig. 414).

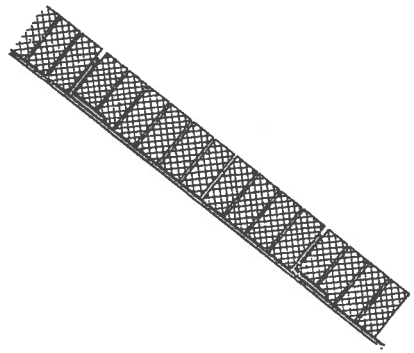


Fig. 414. Placaj din cărămidă clincher.

Corniere așezate la anumite distanțe permit o reparație parțială a căptușelii.

Nervurile se execută din traverse I sau U, iar pentru încărcări mai reduse pot fi folosite profile cornier. În cazul construcțiilor nituite, aceste corniere se așază cu o aripă aplicată pe tabla peretelui (fig. 415, *a*). În cazul construcțiilor sudate, considerîndu-se că o parte din tabla peretelui face parte din secțiunea nervurii, o soluție mai rațională privind așezarea cornierei este arătată în fig. 415, *b*.

În fig. 415, *c* este arătată secțiunea unei nervuri dintr-o traversă I, la care, de asemenea s-a luat în considerație și o fîșie din tabla peretelui cu o lățime activă de 16 δ.

În cazul dimensionării în stadiul elastic, efectul acestei platbande este redus, deoarece centrul de greutate se depărtează mult față de fibra inferioară a secțiunii.

De exemplu, presupunînd secțiunea nervurii formată dintr-o traversă I 24, cu fișia de tablă corespunzătoare, 160×10, modulul de rezistență rezultă:

$$\begin{array}{lll} \text{I 24} \rightarrow & J_x = 4\,250\ \text{cm}^4; & A = 46{,}1\ \text{cm}^2; \quad W_x = 354\ \text{cm}^3 \\ 160\times10 \rightarrow & \underline{2\,500\ \text{cm}^4} & \underline{16{,}0\ \text{cm}^2} \\ & 6\,750\ \text{cm}^4 & 62{,}1\ \text{cm}^2 \end{array}$$

$$\eta = \frac{16\times12{,}5}{62{,}1} = 3{,}23\ \text{cm}; \quad A\cdot\eta^2 = \underline{-645\ \text{cm}^4}$$

$$6\,105\ \text{cm}^4 \qquad W_x = 405\ \text{cm}^3,$$

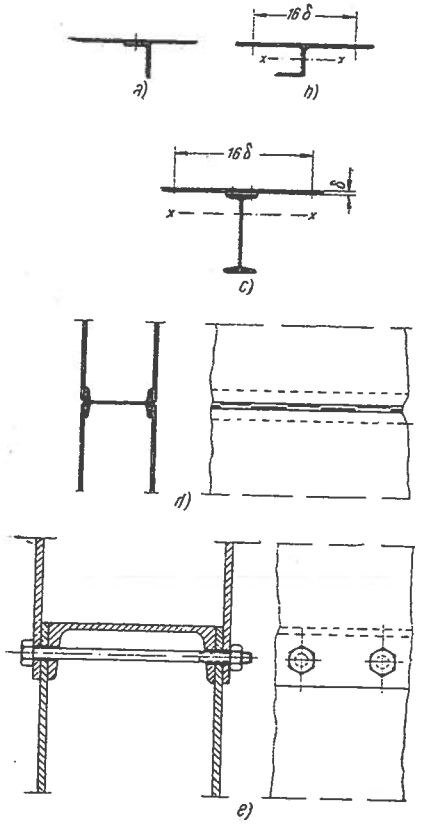


Fig. 415. Secțiuni de nervuri și soluții de fixare a tablelor.

adică față de modulul de rezistență al traversei I 24 se obține un spor de 14%.

O economie importantă se obține dimensionînd după starea limită și lucrînd cu modulul de rezistență plastic. Pentru secțiunea de mai sus rezultă:

$$W_{pl} = 2\cdot S_x = 568\ \text{cm}^3,$$

adică cu 60% mai mare ca W_x modulul de rezistență al profilului I 24.

Prinderea tablei de nervuri se calculează la o forță orizontală H (fig. 416), care rezultă din relația:

$$H = \frac{q\cdot l^2}{8\cdot f}, \qquad (8.27)$$

unde f reprezintă săgeata maximă a plăcii.

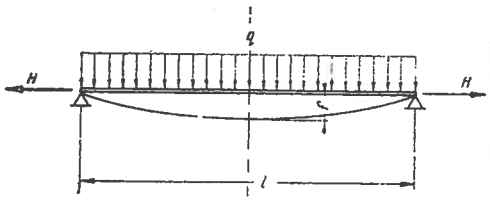


Fig. 416. Schemă de calcul.

Dacă placa se consideră că face parte și din secțiunea nervurii, la verificarea prinderii se ia în considerație și forța de alunecare T perpendiculară pe forța H. Forța T rezultă din relația cunoscută:

$$T = \frac{Q\cdot S_x}{J_x}, \qquad (8.28)$$

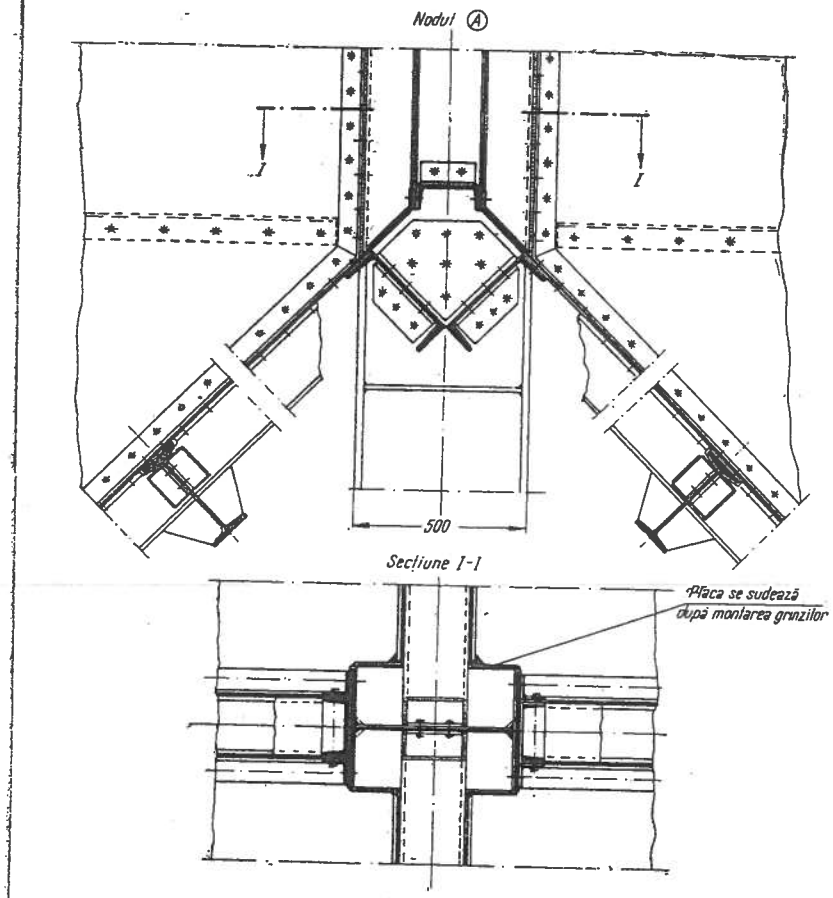


Fig. 417 *a*. Detaliu *A*.

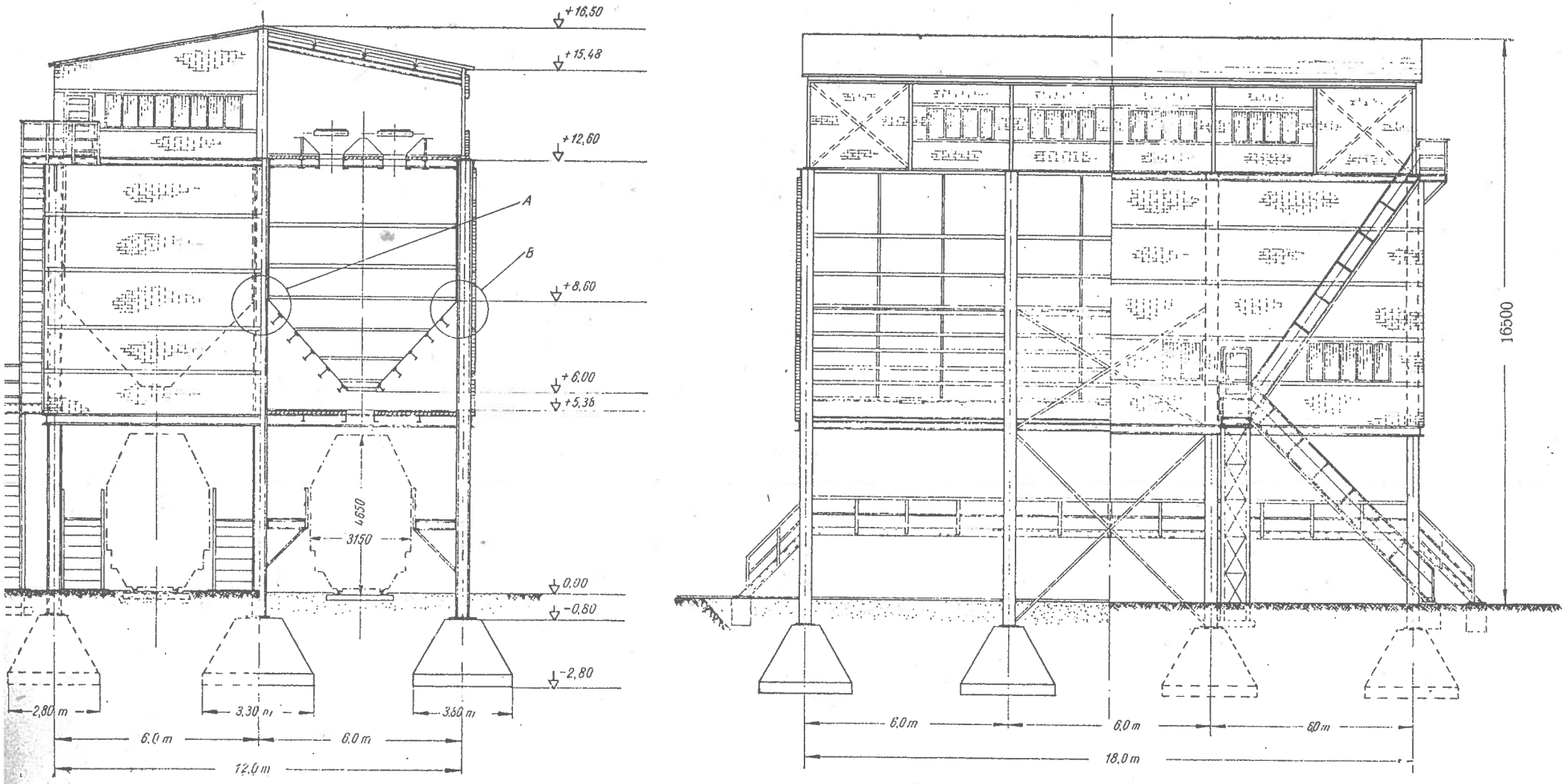


Fig. 417. Buncăr cu pereți rigizi. Plan de ansamblu și detalii.

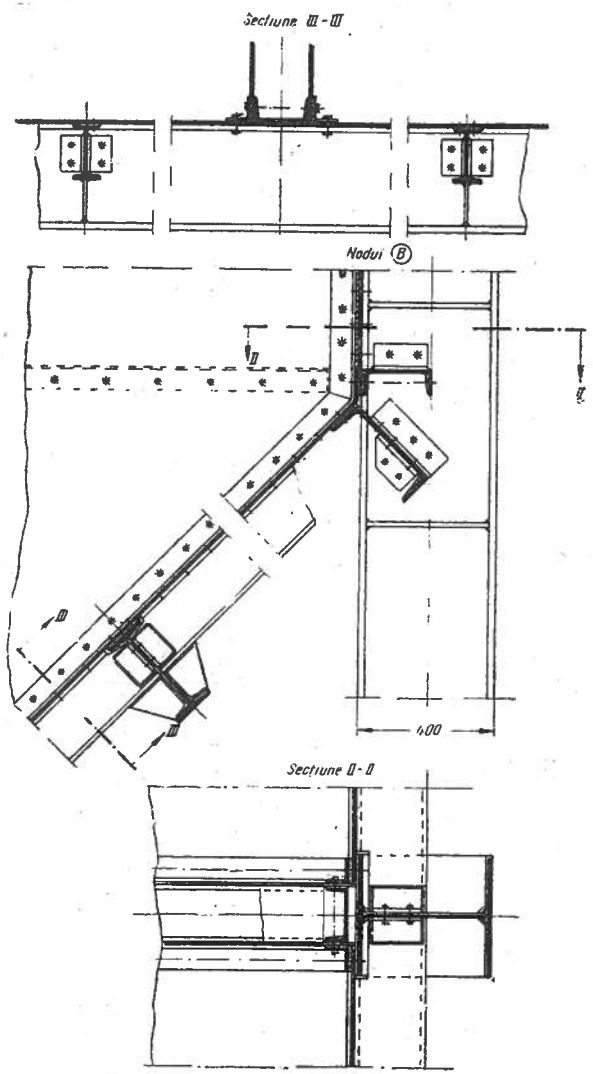


Fig. 417 *b*. Detaliu *B*.

unde: $Q = \frac{q \cdot l}{2}$.

S_x reprezintă momentul static al fișiei de placă față de axa x—x (fig. 415, *b* și *c*);

J_x este momentul de inerție al întregei secțiuni față de axa x—x.

O altă soluție este de a executa peretele de tablă dublu, nervurile fiind așezate între cei doi pereți. Această soluție este indicată pentru pereții despărțitori ai buncărului. Prinderea tablei se poate face prin sudură (fig. 415 *d*) sau cu buloane (fig. 415 *e*).

În fig. 417 sînt date detalii constructive privind construcția unui buncăr dublu, executat cu pereți rigizi.

VIII. 3. BUNCĂR CU PEREȚI FLEXIBILI

Elementul principal al construcției și în cazul buncărelor ca și în cazul rezervoarelor fiind tabla, soluția buncăr cu pereți rigizi nu este soluția cea mai economică. Această soluție are numai avantajul unei execuții mai simple, deoarece tablele sînt folosite ca table plane. Soluții mai economice se obțin atunci cînd forma buncărului se determină din condiția ca tabla pereților să fie supusă la eforturi de întindere. Această condiție este îndeplinită cînd forma buncărului corespunde poligonului funicular construit pentru forțele din greutatea proprie și din încărcarea utilă.

Sub influența unei încărcări incomplete sau nesimetrice, teoretic, forma buncărului se modifică, poligonul funicular al acestor încărcări fiind altul decît în cazul încărcării complete, de unde denumirea de fund flexibil. Practic, aceste deformații sînt mici, din cauza diafragmelor transversale așezate în planul cadrelor și eventual și intermediar și care fiind fixate și de fundul buncărului împiedică deformațiile acestuia. Tot pentru reducerea deformațiilor condiție impusă de buna funcționare a dispozitivelor de închidere a gurilor de descărcare, se prevăd anumite elemente de rigidizare care se montează pe tablele fundului.

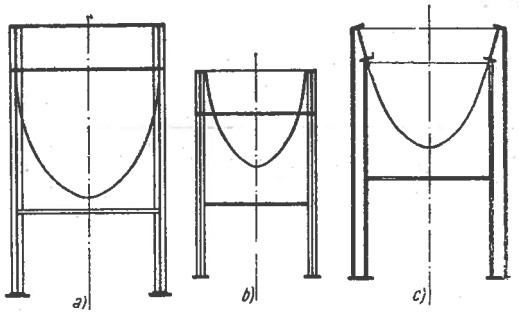


Fig. 418. Soluții de rezemare a fundului flexibil.

Fundul flexibil este rezemat pe cadrele transversale prin intermediul unor grinzi longitudinale, care în cele mai multe cazuri alcătuiesc și pereții verticali ai buncărului.

În fig. 418 sînt arătate trei posibilități de rezemare a fundului flexibil.

În fig. 418, *a* fundul este fixat de talpa inferioară a grinzii longitudinale așezată vertical. Această grindă verticală, în afară de reacțiunea fundului flexibil (care se poate descompune într-o componentă verticală și alta orizontală), întocmai ca la buncărele cu pereții rigizi, va trebui să preia și împingerea orizontală a materialului care acționează pe înălțimea grinzii.

Prin fixarea fundului la nivelul tălpii superioare (fig. 418, *b*), materialul nu mai are contact cu grinda verticală, care în acest caz va prelua numai reacțiunea fundului flexibil. O soluție economică o reprezintă alternativa din fig. 418, *c*, la care grinda longitudinală fiind așezată după tangenta la fundul flexibil în punctul de susținere, reacțiunea fundului va acționa în planul grinzii. Din această încărcare grinda va lucra numai la încovoiere, pe cînd în cazul alternativelor *a* și *b* grinda va fi supusă la încovoiere oblică și torsiune.

Pentru determinarea volumului și stabilirea formei fundului, ca o primă aproximație se poate considera conturul fundului fiind o parabolă de ordinul doi:

$$y=\frac{4\cdot f}{l^2}x\cdot(l-x), \tag{8.29}$$

unde l este distanța între punctele de susținere ale fundului, iar f este săgeata la mijloc a cărei mărime se stabilește în funcție de capacitatea prescrisă a buncărului. Această săgeată trebuie să fie suficient de mare pentru ca reacțiunea in punctul de susținere să fie cît mai apropiată de verticală.

Pentru înălțimea pînă la punctul inferior al buncărului ca și pentru distanțele între stîlpii cadrelor în sens transversal și longitudinal sînt valabile indicațiile date la subcap. „Buncăre cu pereți rigizi".

VIII. 3. 1. Calculul fundului flexibil

Plecînd de la conturul fundului, considerat inițial parabolic, forma buncărului poate fi stabilită grafic sau analitic.

Calculul se face pe o lungime a fundului egală cu 1 m, buncărul considerîndu-se complet umplut (fig. 419).

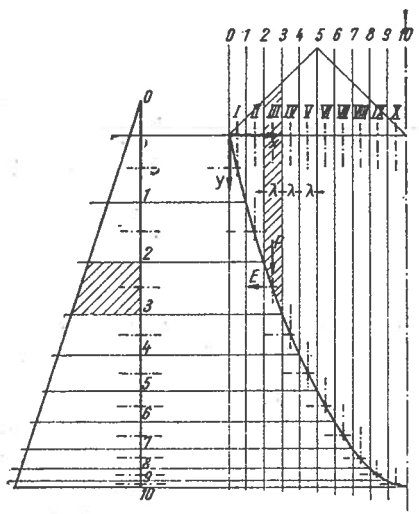


Fig. 419. Încărcările în cazul unei umpleri complete.

Încărcarea se împarte în fîșii de lățime constantă λ și se calculează pentru fiecare fîșie din relațiile (8.1) și (8.2) componentele verticale și orizontale ale împingerii materialului depozitat. Pentru simplificare, se consideră că forțele orizontale „E" acționează nu în centrul de greutate al trapezelor de presiune, ci la jumătate din înălțimea acestora, iar forțele verticale „P" acționează la mijlocul intervalului λ, avînd deci același punct de aplicație.

Metoda grafică

Se determină grafic poziția rezultantei forțelor P și E pentru o jumătate din buncăr și se desenează apoi poligonul funicular al forțelor P și E care trebuie să îndeplinească următoarele condiții:

1) trebuie să treacă prin punctul superior de susținere;

2) trebuie să treacă prin punctul inferior al buncărului, a cărui poziție este stabilită de condițiile impuse de gabaritul de liberă trecere;

3) în punctul inferior, tangenta la poligonul funicular trebuie să fie orizontală.

Din aceste condiții se determină poziția polului O.

Poligonul funicular astfel obținut reprezintă forma fundului flexibil. În fig. 420 este arătată această construcție grafică.

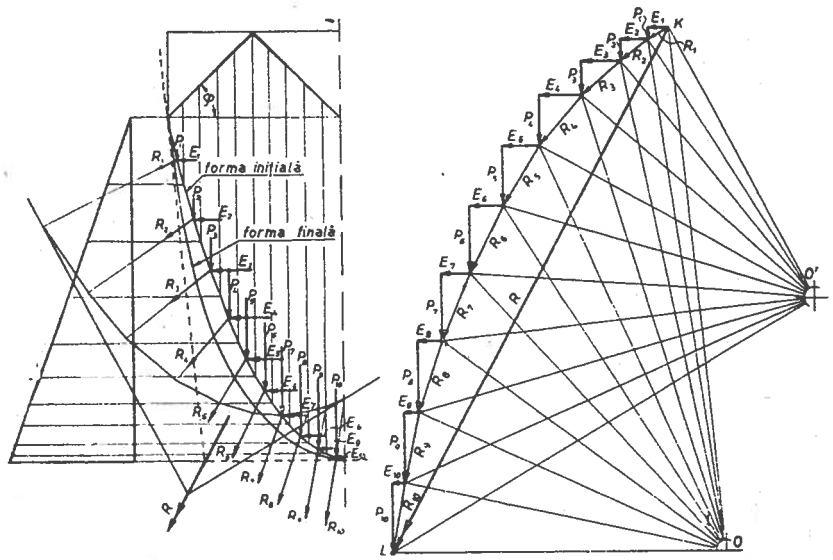


Fig. 420. Determinarea grafică a formei fundului flexibil.

Metoda analitică

Metoda analitică pleacă de la următoarea condiție: pentru fiecare punct al poligonului funicular suma momentelor forțelor exterioare care acționează la dreapta sau la stînga punctului considerat, trebuie să fie nulă.

Componenta verticală a reacțiunii în punctul de susținere al fundului (fig. 421) rezultă din relația:

$$V=\sum_1^n P_i. \tag{8.30}$$

Componenta orizontală a acestei reacțiuni rezultă din relația:

$$H=H_f-\sum_1^n E_i, \tag{8.31}$$

unde H_f reprezintă efortul în punctul inferior al fundului și care se obține din ecuația de moment față de punctul de susținere pentru forțele care acționează pe o jumătate din buncăr, adică:

$$H_f=\frac{1}{f}\left(\sum M_0^P+\sum M_0^E\right), \tag{8.32}$$

unde M_0^P respectiv M_0^E reprezintă momentele forțelor P și E față de punctul de susținere O.

Din condiția amintită se obțin următoarele relații pentru ordonatele curbei funicular:

pentru punctul 1:

$$y_1 = \frac{V \cdot \frac{1}{2}\lambda}{H} = \frac{M_1}{H}; \qquad (8.33)$$

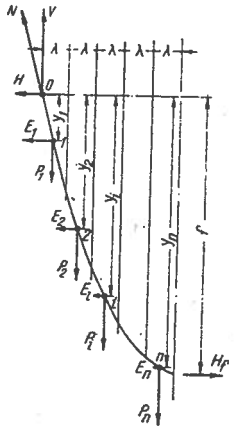


Fig. 421. Schemă pentru determinarea analitică a formei fundului.

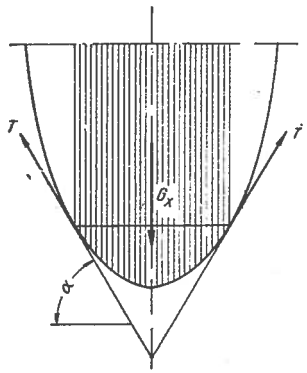


Fig. 422. Schemă de calcul.

pentru punctul 2:

$$y_2 = \frac{M_1 + (V - P_1)\lambda + E_1 \cdot y_1}{H + E_1} = \frac{M_2 + E_1 \cdot y_1}{H + E_1}; \qquad (8.34)$$

pentru punctul n:

$$y_n = \frac{M_{n-1} + (V - \sum_1^{n-1} P_i)\lambda + \sum_1^{n-1} E_i \cdot y_i}{H + \sum_1^{n-1} E} = \frac{M_n + \sum_1^{n-1} E_i \cdot y_i}{H + \sum_1^{n-1} E_i}. \qquad (8.35)$$

În această formulă M_n reprezintă momentul forțelor verticale (V și P) față de punctul n.

Dacă diferențele între ordonatele y_n astfel obținute și ordonatele y inițial calculate din relația (8.29) sînt mari, calculul trebuie refăcut cu noile ordonate.

Dimensionarea fundului flexibil

Efortul în tablă, într-un anumit nivel, se poate calcula direct din relația:

$$2T \cdot \sin\alpha = G_x,$$

de unde:

$$T = \frac{G_x}{2 \cdot \sin\alpha}, \qquad (8.36)$$

unde G reprezintă greutatea materialului din secțiunea haşurată, volumul fiind socotit pe unitatea de lungime (fig. 422).

Grosimea tablei rezultă din relația:

$$\sigma_{ef} = \frac{T}{A_{net}} \leq \sigma_a. \qquad (8.37)$$

A_{net} reprezintă secțiunea netă a tablei calculată pe aceeași unitate de lungime pentru care s-a calculat și efortul T.

Este necesar să se verifice efortul unitar σ la nivelul orificiilor de descărcare. Pentru exemplul din fig. 423, secțiunea netă va fi:

$$A_{net} = (L - 3a)t. \qquad (8.38)$$

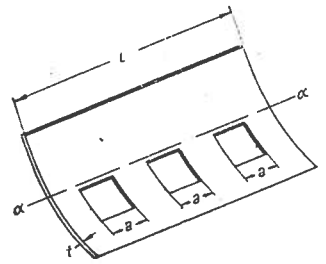


Fig. 423. Secțiunea netă în dreptul gurilor de descărcare.

Dacă construcția se execută nituită secțiunea se mai reduce cu coeficientul de slăbire φ. Pentru cazurile obișnuite se poate lua $\varphi = 0{,}85$.

Calculul descris mai sus reprezintă calculul în stadiul de membrană. Din cauza formei pînzei, aceasta nu se comportă ca un sistem spațial, toată încărcarea fiind transmisă grinzii longitudinale. O tulburare a stadiului de membrană apare în zonele de mangine, unde din cauza prinderii pînzei în diafragmele transversale, deformațiile sînt impiedicate.

În calcule, în mod obișnuit, nu se ține seama de această tulburare a stadiului de membrană.

VIII. 3.2. Grinzile de susținere longitudinale

Grinzile longitudinale preiau reacțiunile fundului flexibil, care apar ca o încărcare uniform repartizată, direcția și punctul de aplicație al acestor reacțiuni față de grinzile longitudinale depinzînd de soluția adoptată pentru prinderea fundului. În fig. 418 au fost arătate cele trei posibilități. În afară de solicitările rezultate din aceste încărcări, mai apar solicitări din împingerea materialului depozitat, în cazul cînd grinda longitudinală servește și ca perete al buncărului și eventual din platforma superioară a buncărului.

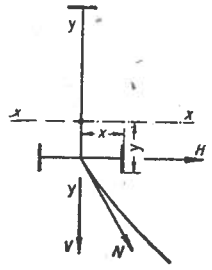


Fig. 424. Reacțiunea fundului pe grinda de susținere.

În cazul soluției din fig. 418, *a*, descompunînd reacțiunea N în cele două componente V și H (fig. 424) avem:

1. Componenta V va fi preluată de grinda longitudinală, care lucrează ca o grindă simplu rezemată, cu o deschidere L egală cu distanța dintre cadrele transversale. Efortul unitar rezultă:

$$\sigma_V = \frac{M_x \cdot y}{J_x} = \frac{V \cdot L^2 \cdot y}{8 \cdot J_x}. \qquad (8.39)$$

2. Componenta H se consideră a fi preluată de talpa inferioară, care lucrează ca o grindă orizontală cu deschiderea de asemenea egală cu distanța L. Efortul unitar rezultă:

$$\sigma_H = \frac{M_y \cdot x}{J_y} = \frac{H \cdot L^2 \cdot x}{8 \cdot J_y}, \tag{8.40}$$

unde J_y este momentul de inerție al tălpii inferioare față de axa $y—y$.

În punctul cel mai solicitat din reacțiunea fundului flexibil vom avea:

$$\sigma_N = \sigma_V + \sigma_H. \tag{8.41}$$

Dacă solicitarea din forța H este prea mare, pentru a nu dezvolta prea mult talpa inferioară, ceea ce ar reduce volumul buncărului, se poate reduce deschiderea acestei grinzi orizontale prin introducerea unor legături orizontale între cele două grinzi longitudinale. De exemplu, în fig. 425 pe distanța L dintre cele două cadre mai sînt introduse două legături transversale care reduc deschiderea grinzii orizontale la o treime.

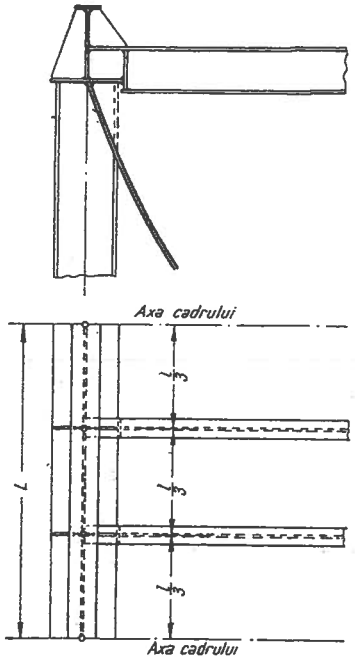


Fig. 425. Grinzi intermediare.

În acest caz grinda orizontală poate să fie calculată ca o grindă continuă pe patru reazeme.

Solicitările din presiunea materialului pe această grindă, care este în același timp și perete vertical al buncărului, se stabilesc astfel cum s-a arătat în subcap. „Buncăre cu pereți rigizi". Dacă rigidizarea inimei se face cu nervuri verticale, solicitările în grinda orizontală din reacțiunile acestor nervuri nu se iau în considerație, fiind de semn contrar celor produse de reacțiunile fundului.

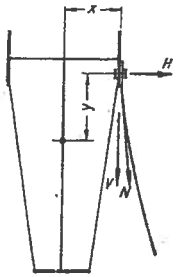


Fig. 426. Reacțiuni pe grinda de susținere.

În cazul soluției din fig. 418, *b*, din reacțiunea fundului grinda este supusă la încovoiere oblică și torsiune (fig. 426). Influența momentului de torsiune precum și a momentului de încovoiere față de axa verticală $y—y$ pot fi reduse prin introducerea unor legături intermediare de tipul celor arătate în fig. 425.

Situația cea mai favorabilă o avem în cazul adoptării soluției din fig. 418, *c*, la care, așa cum s-a spus, din reacțiunea fundului flexibil apar numai solicitări de încovoiere. Secțiunea grinzii va fi în acest caz simetrică.

VIII. 3. 3. Calculul diafragmelor transversale

Diafragmele transversale, executate ca pereți intermediari ca și la buncărele cu pereți rigizi, trebuie verificate la presiunea materialului dintr-un compartiment. În plus, aceste diafragme sînt supuse la compresiune din componenta orizontală a reacțiunii grinzii longitudinale.

$$F = H \cdot L = \frac{G}{2} \operatorname{ctg} \alpha_0, \tag{8.42}$$

unde G reprezintă greutatea materialului plus greutatea proprie a construcției dintr-un compartiment, iar α_0 înclinația față de orizontală a tangentei în punctul de susținere al fundului.

Secțiunea grinzii care preia această forță de compresiune se execută de obicei cu aceiași înălțime ca și grinda de susținere longitudinală. La dimensionarea grinzii se va avea în vedere acțiunea excentrică a forței F.

Legăturile intermediare se dimensionează la compresiune pentru o forță F, care se determină ca reacțiune a unei grinzi continue și la încovoiere, cînd pe aceste legături se sprijină platforma superioară și dispozitivele de încărcare ale buncărului.

VIII. 3. 4. Detalii constructive

În fig. 427 este arătat un ansamblu al unui buncăr cu fund flexibil.

Îmbinările tablelor care alcătuiesc fundul flexibil pot fi executate nituite, bulonate sau sudate. Secțiunea $A—B$ este făcută prin rezervorul buncărului. Îmbinările tablelor sînt executate prin sudură în capete, iar prinderea fundului de grinzile longitudinale și de riglele transversale este făcută cu buloane.

În felul acesta fiecare compartiment este asamblat jos și apoi ridicat și fixat de elementele de susținere, după ce s-a executat o rigidizare provizorie a fundului, care se execută în mod obișnuit din contravîntuiri din lemn.

În acest caz, grinda longitudinală este așezată înclinat, după tangenta la pînză în punctul de susținere.

Pentru ca materialul să nu se adune în jgheabul care se formează între inima și platbanda inferioară a grinzii, ceea ce ar contribui la o accelerare a coroziunii, se recomandă așezarea unei table înclinate sau umplerea acestui jgheab cu un beton ușor.

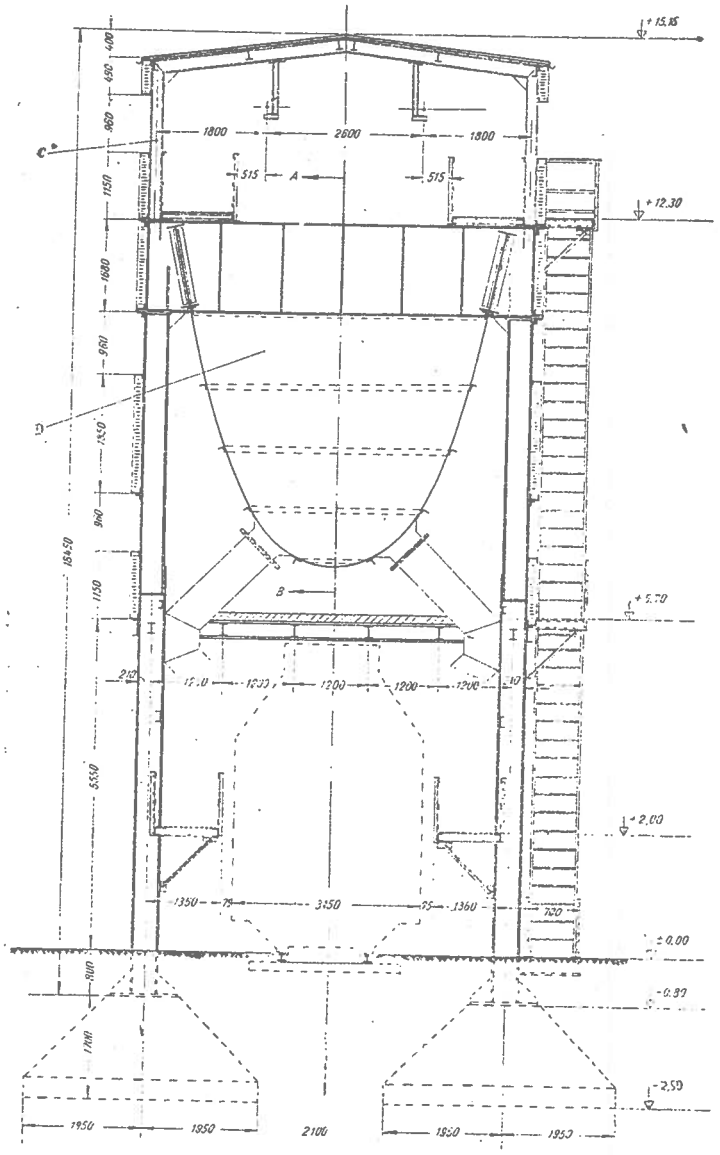
În detaliu D este arătată o secțiune transversală prin buncăr. Se vede prinderea bulonată a grinzii longitudinale de rigla cadrului și prinderea acesteia, de asemenea cu buloane, de stîlpi.

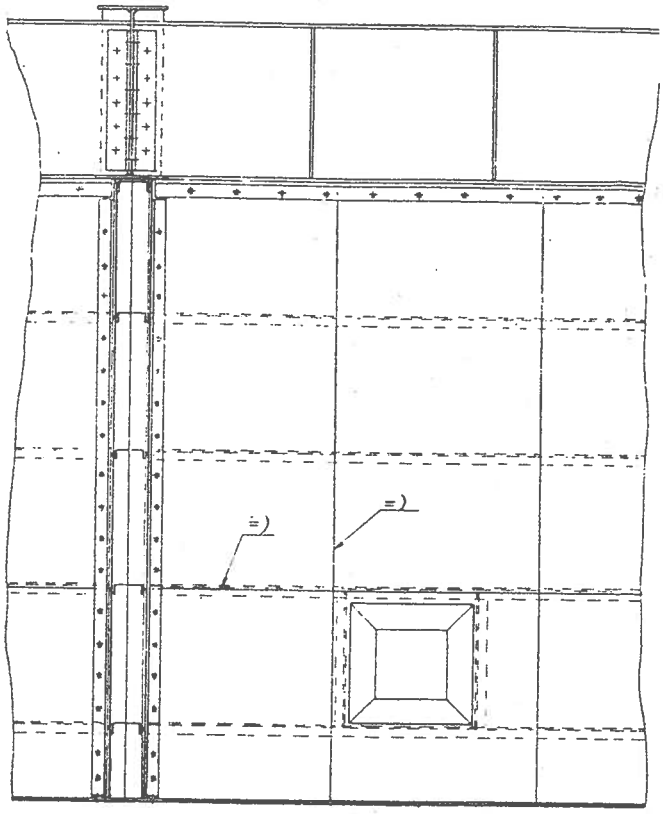
Rigla cadrului executată cu inimă plină este continuată cu diafragma transversală, în acest caz executată cu pereți dubli. Pe rigla cadrului sînt rezemați longeronii care susțin platformele superioare.

Detaliu C reprezintă cadrul superior care susține acoperișul galeriei de încărcare precum și consolele pe care sînt fixate rolele funicularului.

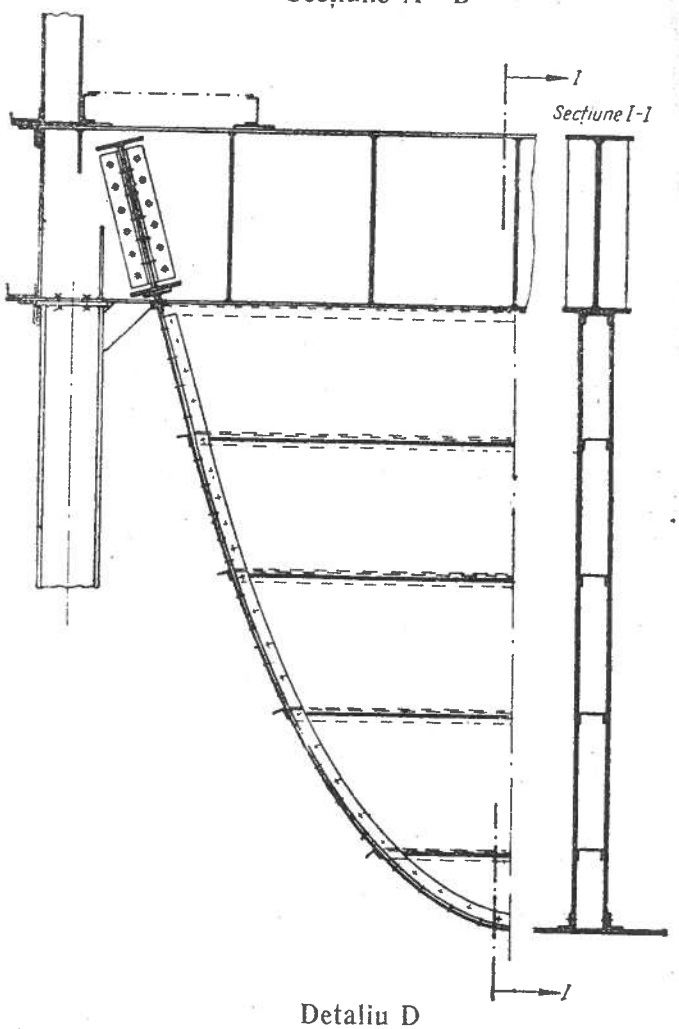
Cadrul este executat din profile I, iar învelitoarea din plăci de azbociment.

În cazul cînd se introduc și legături intermediare și acestea nu au caracterul unui perete despărțitor, sistemul acestor legături transversale poate să fie o grindă cu zăbrele.

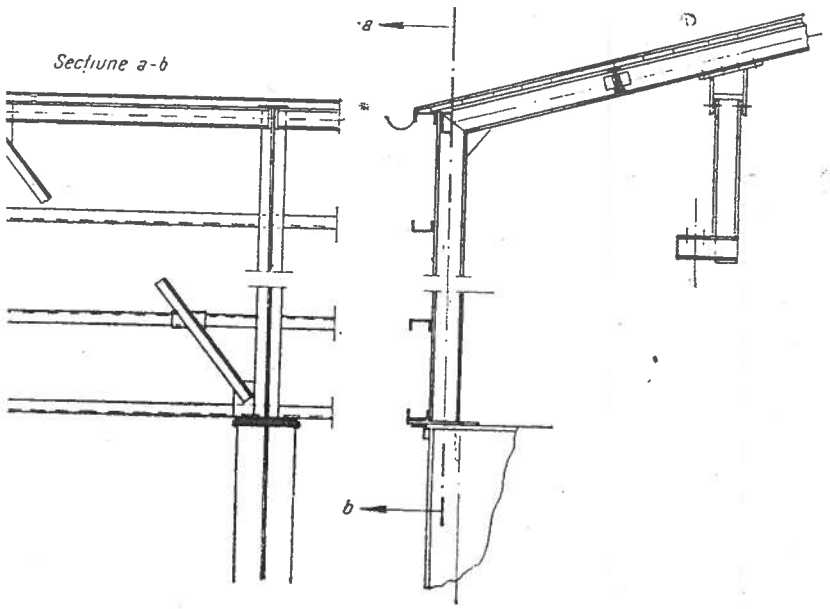




Secțiune A—B



Detaliu D



Detaliu C

Fig 427. Buncăr cu pereți flexibili. Ansamblu și detalii.

O astfel de soluție este arătată în fig. 428.

Elementele care compun această grindă trebuie să fie suficient de rigide pentru ca să nu se deformeze din loviturile produse de bulgării de material în timpul descărcării.

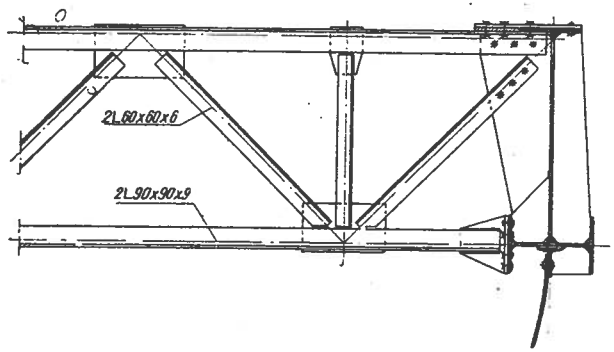


Fig. 428. Legătură intermediară în execuție cu zăbrele.

Se pot lua în plus măsuri de protecție a acestor grinzi, prin acoperirea buncărului, la nivelul platformei, în regiunea acestor legături și deci prin imposibilitatea de a descărca materialul direct deasupra lor.

În fig. 429 sînt arătate soluțiile constructive privind prinderea fundului flexibil de grinda de susținere așezată vertical sau înclinat.

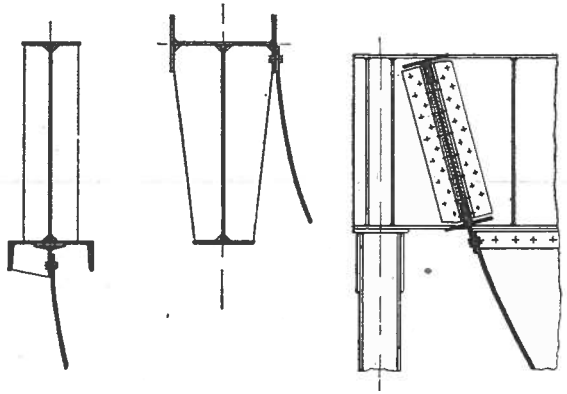


Fig. 429. Detalii de prindere ale fundului flexibil de grinda de susținere.

VIII. 4. CADRELE TRANSVERSALE

Grinzile longitudinale, care susțin fundul flexibil, sînt rezemate pe cadrele transversale. Tot pe aceste cadre este rezemată construcția metalică a acoperișului galeriei, platformele de lucru și dispozitivele de transport al materialului de la nivelul superior al buncărului, precum și platformele inferioare.

Cadrul transversal este format din stîlpi, de obicei încastrați în blocul de fundație și o riglă superioară care în cele mai multe cazuri este dezvol-

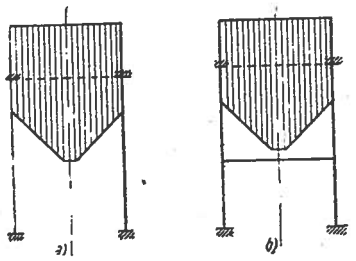


Fig. 430. Sisteme ale cadrului transversal.

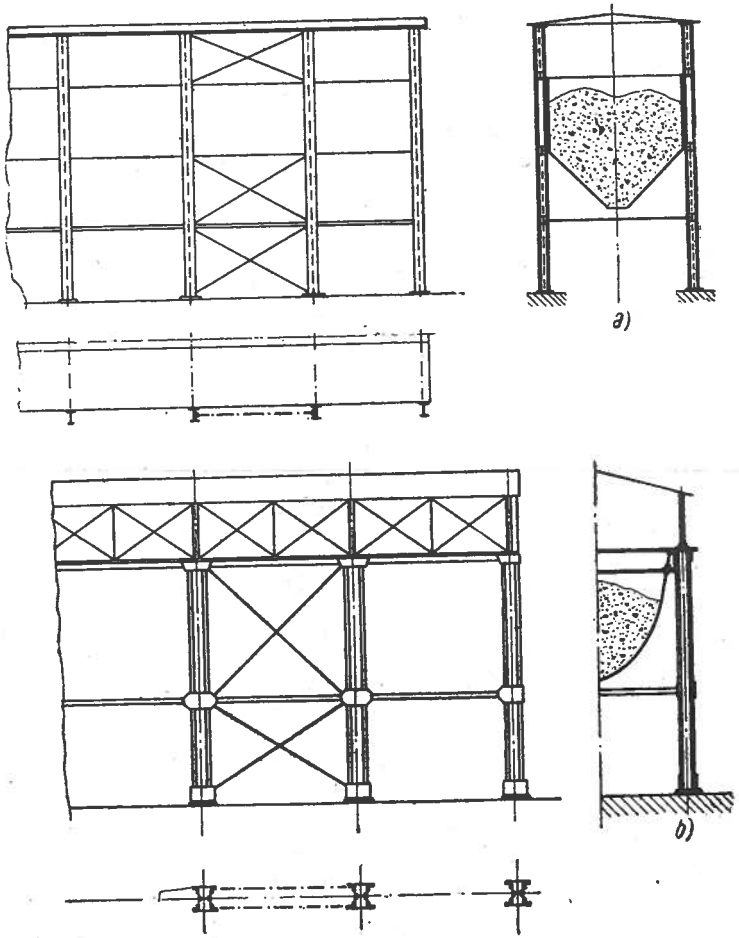


Fig. 431. Soluții privind plasarea contravîntuirii verticale.

tată ca perete despărţitor al compartimentului de înmagazinare. Această riglă superioară, avînd în acest caz, în planul cadrului o rigiditate foarte mare, stîlpii pot fi consideraţi încastraţi şi în reazemul superior. Acest sistem este arătat schematic în fig. 430, *a*.

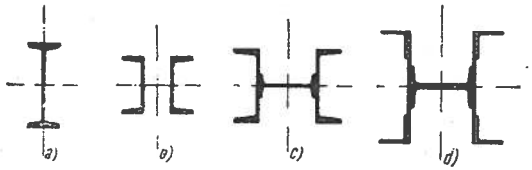


Fig. 432. Diferite secţiuni ale stîlpilor cadrelor.

Pentru reducerea lungimii de flambaj a stîlpilor, deasupra gabaritului de liberă trecere, se introduce de obicei încă o riglă orizontală. Acest sistem dublu etajat este arătat schematic în fig. 430, *b*.

Calculul cadrului se poate face cel mai uşor cu metoda deformaţiilor.

In sens longitudinal punctele inferioare de reazem se consideră articulaţii. Considerînd şi executînd în consecinţă ca articulaţii prinderile grinzilor longitudinale de stîlpi, sistemul longitudinal este labil. Pentru rigidizarea sistemului este necesar ca cel puţin într-un panou să se introducă pe fiecare parte a buncărului cîte o contravîntuire verticală. Această contravîntuire trebuie dimensionată la eforturile care rezultă din acţiunea vîntului pe peretele frontal al buncărului şi luînd în consideraţie şi alte forţe orizontale longitudinale provocate de dispozitivele de transport în funcţionarea lor.

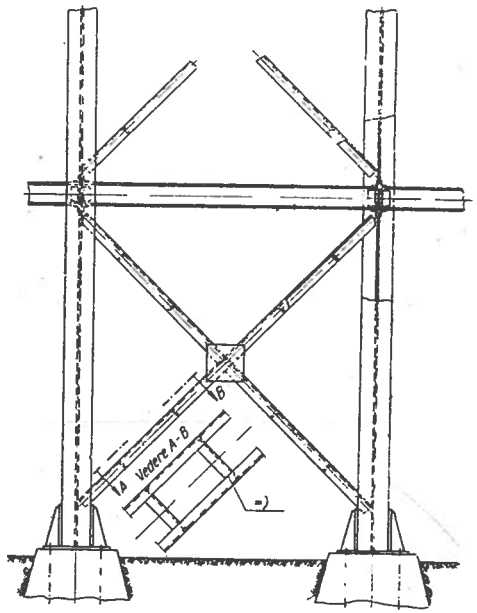


Fig. 433. Detalii de prindere ale contravînturii.

Sistemul acestor contravînturi este de obicei format din diagonale aşezate în cruce. In cazul stîlpilor a căror secţiune are o înălţime redusă, contravînturirea se execută cu un perete, planul contravînturii fiind în axul stîlpilor (fig. 431, *a*). Cînd înălţimea secţiunii este mai mare, se recomandă executarea contravînturii cu doi pereţi, fiecare perete fiind aşezat în planul tălpilor stîlpilor (fig. 431, *b*).

Pentru stîlpii cadrului pot fi alese secţiuni cu un perete sau cu doi pereţi. Secţiunea va trebui să fie alcătuită astfel, ca să permită o prindere simplă a nervurilor pereţilor laterali şi transversali. Din acest punct de vedere secţiunile închise nu sînt recomandabile. In fig. 432 sînt arătate cîteva secţiuni obişnuite pentru stîlpii cadrului.

Detalii de prindere ale elementelor unei contravînturi verticale sînt date în fig. 433.

VIII. 5. IZOLAREA TERMICĂ A BUNCĂRULUI

In funcţie de scopul pe care-l deserveşte buncărul, de materialul care se depozitează şi de condiţiile climaterice, poate să apară necesitatea unei izolări termice a buncărului. O izolare completă a compartimentului de înmagazinare este foarte costisitoare şi în general nu este necesară. Rezultate satisfăcătoare se obţin prin izolarea termică numai a fundului. Pe riglele transversale ale cadrului se poate aşeza un planşeu executat din plăci prefabricate de beton armat, spaţiul dintre fundul buncărului şi acest planşeu fiind închis cu pereţi laterali, care pot fi executaţi din cărămidă sau plăci de beton, sau din plăci de azbociment. Prin încălzirea acestui spaţiu, materialul aflat în regiunea inferioară a buncărului va fi desgheţat, putînd astfel să fie scos cu uşurinţă din buncăr prin găurile de descărcare. In dreptul găurilor de descărcare vor trebui lăsate goluri în planşeu pentru montarea pîlniilor.

VIII. 6. INCHIZĂTORI

Evacuarea materialului din buncăr se face prin orificile de descărcare, obturate cu dispozitive de închidere, numite închizători.

Principial se deosebesc următoarele tipuri:

1. Inchizători cu suprafaţa de închidere plană de forma unui registru care alunecă pe ghidaje. Acest sistem se foloseşte în cazul materialelor pulverulente sau cu grăunţe mici. Inchizătorul se poate aşeza vertical, înclinat sau orizontal; cel vertical sau înclinat, dacă se deschide în sus, permite o reglare a debitului de material.

Acţionarea registrului se face, de regulă, manual, cu ajutorul unui mecanism cu pîrghii sau cu cremalieră (fig. 434).

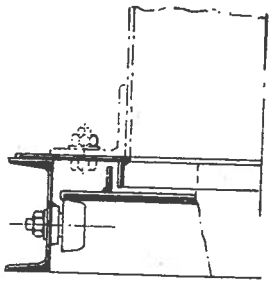
2. Inchizători cu sectoare la care suprafaţa de închidere este cilindrică şi se roteşte în jurul unui ax. Aceste sisteme se recomandă în cazul materialelor dure şi cu dimensiuni mari.

In cazul buncărelor mici se folosesc închizători cu două sectoare de tip uşor (închizători cu fălci), acţionaţi cu o pîrghie cu contragreutate (fig. 435). Acest tip de închizător se poate folosi în cazul materialelor mărunte care curg uşor (nisip, cărbune mărunt etc.).

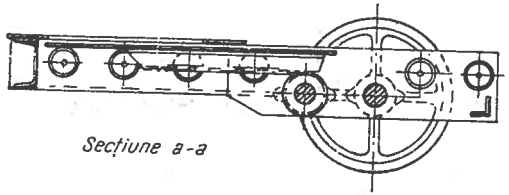
In fig. 436 este arătat un închizător cu două sectoare care permite o reglare a debitului de material. Inchizătorul este compus din două sectoare, acţionate separat, cu pîrghile (*3*) şi (*4*), unul deschizîndu-se în sus (*1*), celălalt în jos (*2*). In poziţia (*a*) închizătorul este închis. In poziţia (*b*) numai sectorul inferior (*2*) este deschis, materialul curgînd prin alunecare, cu un debit redus. Ridicînd sectorul (*1*) se poate mări debitul materialului, în poziţia (*c*) închizătorul fiind complet deschis.

La închidere se coboară întîi sectorul (*1*) apoi se ridică sectorul (*2*). Blocarea închizătorului nu este posibilă, căci la închiderea sectoarelor materialul este în mişcare.

Pentru materiale în bucăţi mari se poate adapta sistemul de închizător cu plasă de lanţ, arătat în fig. 437. Inchizătorul este compus dintr-un sector (*1*) şi o plasă executată din lanţ (*2*) care se află aşezată pe material. La ridicarea sectorului, materialul începe să curgă cu un debit redus. După ce acesta a atins o anumită poziţie (fig. 437, *b*), începe să fie ridicată şi



Secțiune b-b



Secțiune a-a

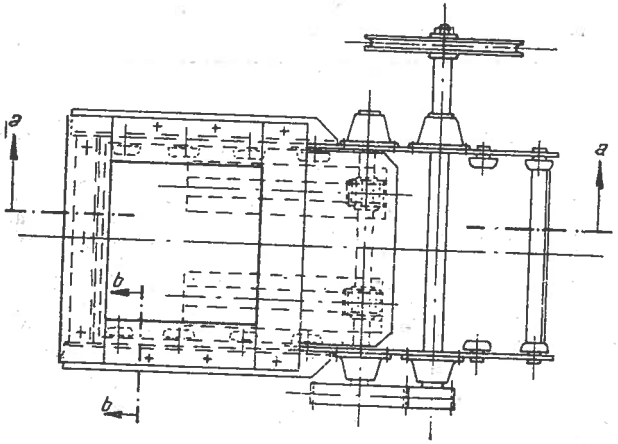


Fig. 434. Închizător plan.

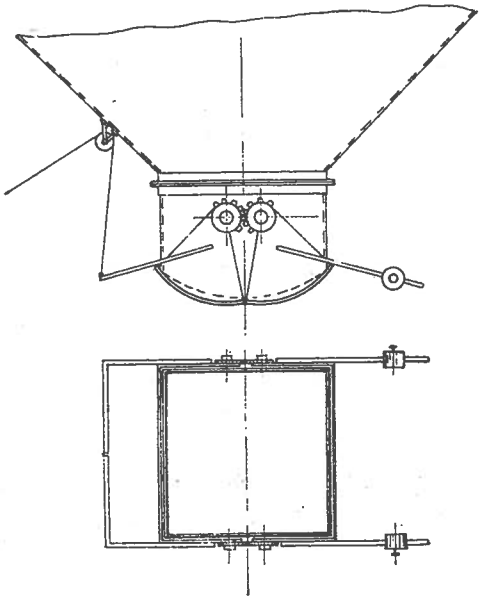


Fig. 435. Închizător cu sectoare.

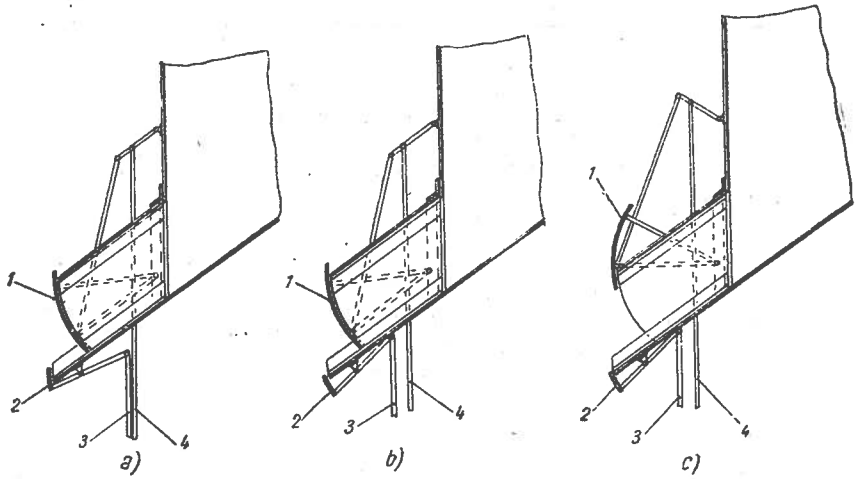


Fig. 436. Închizător cu sectoare.

plasa. În poziția finală (fig. 437, *c*) debitul este maxim. La închidere se așază mai întîi plasa de lanț pe material, reducîndu-se astfel debitul, în același timp lăsîndu-se și sectorul care obturează orificiul de descărcare.

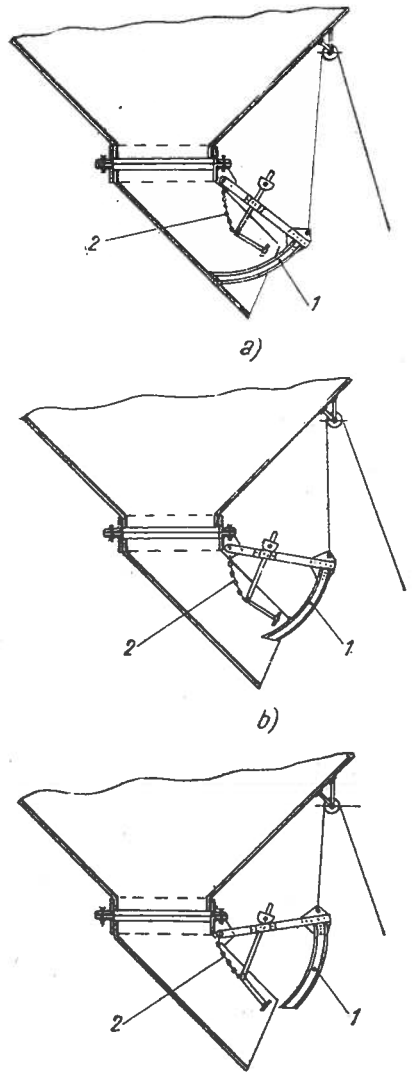


Fig. 437. Închizător cu sector și plasă de lanț.

3. Închizători cu bandă rulantă (fig. 438).

Închizătorul este format dintr-o bandă rulantă (*1*) care poate fi pusă în funcțiune de un motor electric (*2*). Cînd banda nu funcționează, se formează pe bandă un prism de material cu fețe înclinate cu unghiul taluzului natural, care obturează deschiderea. La punerea în funcțiune a benzii, materialul este transportat și descărcat la capătul benzii, locul lui pe bandă fiind încontinuu luat de materialul care curge din buncăr. Pentru a asigura o scurgere uniformă a materialului din buncăr se montează un paravan articulat (*3*), care aflîndu-se în permanență așezat pe material împiedică împrăștierea lui.

Avantajul acestui sistem este că pe lîngă o reglare ușoară a debitului, obținută printr-o modificare a turației benzii, are o înălțime de construcție redusă, care se traduce printr-o majorare a capacității buncărului.

Determinarea dimensiunilor orificiului de descărcare a închizătorului se face în funcție de debitul de curgere a materialului, mărimea granulelor, unghiul taluzului natural etc.

În cazul unui orificiu pătrat, dimensiunea minimă, în milimetri, a pătratului (a) se poate determina cu formula:

$$a = 2{,}6\,(\alpha b_{max} + 80)\,\mathrm{tg}\,\varphi, \qquad (8.43)$$

unde:

b_{max} este dimensiunea maximă a bucăților de material, în mm;
φ — unghiul taluzului natural al materialului, cel mult 50°;
α — un coeficient care se ia:
$\alpha = 1$ pentru materiale mărunte;
$\alpha = 0{,}8$ pentru materiale cu mai mult de 10% bucăți mari.

Montarea buncărelor este o problemă de montaj a unei construcții metalice obișnuite. Lățimea construcției fiind de obicei redusă, montajul se poate efectua cu o macara cu braț mobilă, care se deplasează în sens longitudinal în axul construcției. Pentru reducerea lucrărilor de montaj la înălțime, se

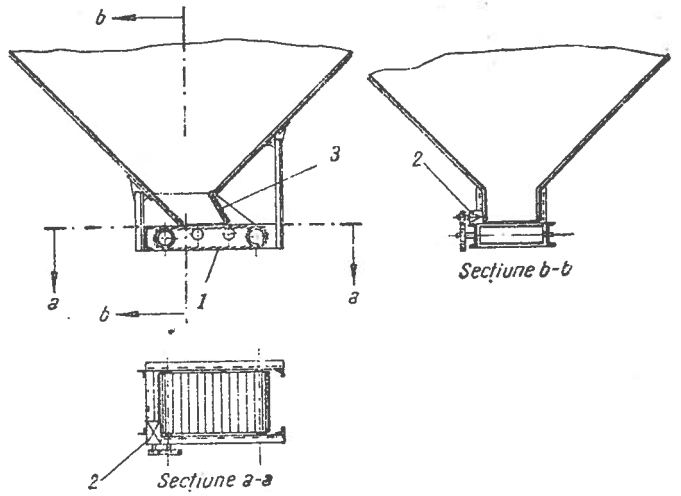


Fig. 438. Închizător cu bandă rulantă.

recomandă ca construcția să sosească la șantier compusă din subansamble cît mai mari, ale căror dimensiuni sînt condiționate bine înțeles de posibilitățile de transport. O parte din lucrările de asamblare pot fi executate la șantier pe sol, înainte ca subansamblul respectiv să fie ridicat. Se ajunge astfel la o situație că la înălțime se efectuează numai prinderile subansamblelor între ele.

Pentru ca macaraua să fie cît mai puțin timp imobilizată la șantier, se recomandă ca să fie folosită numai la ridicarea cadrelor transversale și a grinzilor longitudinale. Pereții buncărului, fundul și celelalte elemente ale construcției pot fi ridicate ulterior cu dispozitive simple (scripeți diferențiali, palane multiple acționate cu trolii manuale etc.), fixate de construcția de rezistență deja montată.

BIBLIOGRAFIE

N. S. Streleţki ş. a., Construcţii metalice, vol. II, Ed. II-a, trad. din l. rusă, Bucureşti, E.S.A.C., 1955.

M. Havin, Construcţii şi clădiri la suprafaţa minelor. Traducere din limba rusă, Bucureşti, Comitetul de Stat pentru Tehnică, Institutul de Documentare Tehnică, 1952.

E. Gruber, Berechnung prismatischer Schweibenwerke, Int. Ver. f. Brückenbau und Hochbau, Abh. I. S. 225 (1932).

K. Girkmann, Flächentragwerke, Wien, Verlag von Julius Springer, 1946.

Г. Розенблит, Стальные конструкции зданий и сооружений угольной промышленности, Москва-Ленинград, Углетехиздат, 1953.

T. 2614

Recenzent: Ing. Gh. Georgescu
Control ştiinţific: Ing. C. Dalban
Responsabil de carte: Ing. D. Constantinescu
Tehnoredactor: I. Alexandrescu
Corector responsabil: L. Băluş

Dat la cules: 20.08.1956. Bun de tipar: 17.11.1956. Hîrtie: semivelină de 65 g/m². 70×100/16. Coli editoriale: 33. Coli de tipar: 29,5. Planşe: tipo 4. Comanda: P. R. 3333 A. 02454.
Indicele de clasificare pentru bibliotecile mari 624.014. Indicele de clasificare pentru bibliotecile mici: 624

Tiparul executat sub comanda nr. 3634 la Întreprinderea Poligrafică Timişoara, str. Popa Şapcă nr. 8 — R.P.R

TABLA DE MATERII

Partea întîi

STÎLPI, TURNURI ŞI PILONI PENTRU DIFERITE SUSŢINERI

Prefaţă 3

Cap. I. **Stîlpi metalici pentru linii de transport de energie electrică**

I. 1. Generalităţi 7
I. 2. Conductori 7
I. 2.1. Calculul conductorilor . . 10
I. 2.2. Aşezarea conductorilor pe stîlpi 24
I. 3. Stîlpi şi console 30
I. 3.1. Încărcări şi ipoteze de încărcare 32
I. 3.2. Forma şi sistemul stîlpilor 38
I. 3.3. Calculul şi dimensionarea stîlpilor 46
I. 3.4. Soluţii constructive . . . 58
I. 4. Fundaţiile şi prinderea stîlpilor de fundaţii 65
I. 4.1. Grătare din traverse de lemn sau de beton 65
I. 4.2. Fundaţie bloc 68
I. 4.3. Blocuri izolate 73
I. 5. Montajul stîlpilor 75
I. 6. Exemplu numeric 79
I. 6.1. Dimensiuni geometrice . . 79
I. 6.2. Determinarea sarcinilor . 80
I. 6.3. Calculul static şi dimensionarea 81
I. 6.4. Calculul consolelor . . . 82
I. 6.5. Fundaţia 86

Cap. II. **Turnuri şi piloni pentru antene de radio**

II. 1. Generalităţi 89
II. 1.1. Sarcini 90
II. 1.2. Ipoteze de încărcare . . 95
II. 2. Turnuri 95
II. 2.1. Calculul şi dimensionarea turnurilor 97
II. 3. Piloni ancoraţi 102
II. 3.1. Calculul cablurilor de ancorare 102
II. 3.2. Calculul eforturilor în barele pilonului 125
II. 3.3. Dimensionarea 126
II. 3.4. Detalii constructive . . 131
II. 4. Montajul turnurilor şi a pilonilor 136

Cap. III. **Turnuri de extracţie**

III. 1. Generalităţi 141
III. 1.1. Elementele turnului . . 150
III. 2. Sarcini şi ipoteze de calcul . 153
III. 2.1. Greutatea proprie . . 153
III. 2.2. Sarcini din vînt şi zăpadă 154
III. 2.3. Încărcări din ridicarea dispozitivului de transport . 154
III. 2.4. Ipoteze de calcul . . . 155
III. 3. Sistemele turnurilor de extracţie 155
III. 4. Calculul sistemului şi al elementelor construcţiei . . . 162
III. 4.1. Sisteme static determinate 164
III. 4.2. Sisteme static nedeterminate 164
III. 4.3. Calculul cadrelor din pereţii turnului 170
III. 4.4. Calculul cadrului de rezemare şi al grinzilor de sub opritori 171
III. 4.5. Verificarea stabilităţii . 172
III. 5. Dimensionarea elementelor şi detalii constructive . . . 172
III. 6. Montarea turnurilor de extracţie 179

Cap. IV. **Turle metalice**

IV. 1. Generalităţi 180
IV. 2. Sarcini şi ipoteze de încărcare 184
IV. 2.1. Încărcări verticale . . 184
IV. 2.2. Încărcări orizontale . . 185
IV. 2.3. Ipoteze de încărcare . 186
IV. 3. Sistemele turlelor metalice . 189
IV. 4. Calculul şi dimensionarea turlelor metalice 191

IV. 5. Detalii constructive . . . 194
IV. 6. Montarea şi demontarea turlelor metalice 201
IV. 7. Substructura turlei . . 203
Exemplu numeric 4-1 . . . 203

Partea a doua

CONSTRUCŢII DIN TABLĂ

Generalităţi 219

Cap. V. Rezervoare metalice

V. 1. Teoria matematică a rezervoarelor 228
V. 1.1. Stadiul de membrană . . 230
V. 1.2. Stadiul de încovoiere . . 232
V. 2. Rezervoare cilindrice verticale cu fundul plat 237
V. 2.1. Calculul rezervoarelor cilindrice cu fundul plat . . 239
V. 2.2. Dimensionarea şi probleme constructive 243
Exemplu numeric 5-1 . . . 257
V. 2.3. Montajul rezervoarelor cilindrice cu fundul plat . 258
V. 3. Rezervoare cilindrice verticale cu fundul curb 266
V. 3.1. Rezervor cu fund conic . 267
V. 3.2. Rezervor cu fund sferic . 274
V. 3.3. Rezervor cu fund combinat cono-sferic 282
V. 3.4. Dimensionarea fundului . 284
V. 3.5. Grinda inelară 286
V. 3.6. Construcţia metalică de susţinere a rezervoarelor montate la înălţime . . 289
V. 4. Rezervoare de diferite forme . 295
V. 4.1. Rezervoare sferice . . . 295
V. 4.2. Rezervor de egală rezistenţă 300
V. 4.3. Rezervoare prismatice . 306
V. 5. Rezervoare cilindrice orizontale 308
V. 5.1. Elementele unui rezervor cilindric orizontal . . . 309
V. 5.2. Calculul şi detalii constructive 311
Exemplu numeric 5-2 . . . 313

Cap. VI. Gazometre

VI. 1. Generalităţi 318
VI. 2. Gazometre cu presiune constantă şi volum variabil . . 318
VI. 2.1. Gazometre umede . . . 320
VI. 2.2. Gazometre uscate . . . 332
VI. 2.3. Montajul gazometrelor . 341
VI. 3. Gazometre cu volum constant şi presiune variabilă . 342

Cap. VII. Conducte metalice

VII. 1. Teoria matematică a conductelor 345
VII. 1.1. Conductă cilindrică simplu rezemată 347
VII. 1.2. Conductă cilindrică dublu încastrată 350
VII. 1.3. Conductă cilindrică executată continuă pe mai multe reazeme . . . 351
VII. 2. Conducte aeriene pentru transport de gaze . . . 355
VII. 2.1. Generalităţi 355
VII. 2.2. Calculul şi dimensionarea conductelor de gaz . 358
VII. 2.3. Detalii constructive . . 359
VII. 3. Conducte de presiune . . 369
VII. 3.1. Generalităţi 369
VII. 3.2. Sisteme constructive . 373
VII. 3.3. Încărcări 374
VII. 3.4. Ipoteze de încărcare . 380
VII. 3.5. Calculul şi dimensionarea conductelor de presiune . 380
VII. 3.6. Verificarea stabilităţii mantalei metalice . . 382
VII. 3.7. Calculul masivelor de ancoraj 383
VII. 3.8. Detalii constructive . . 385
VII. 3.9. Transportul şi montajul conductelor de presiune 396
Exemplu numeric 7-1 . . 399

Cap. VIII. Buncărie metalice

VIII. 1. Generalităţi 414
VIII. 2. Buncăre cu pereţi rigizi . 419
VIII. 2.1. Calculul buncărelor cu pereţi rigizi . . . 420
VIII. 2.2. Dimensionarea şi soluţii constructive . . . 431
VIII. 3. Buncăr cu pereţi flexibili . 435
VIII. 3.1. Calculul fundului flexibil 436
VIII. 3.2. Grinzile de susţinere longitudinale . . . 439
VIII. 3.3. Calculul diafragmelor transversale 441
VIII. 3.4. Detalii constructive . 441
VIII. 4. Cadrele transversale . . 442
VIII. 5. Izolarea termică a buncărului 445
VIII. 6. Inchizători 445
VIII. 7. Montarea buncărelor . . 449

INSTITUTUL DE CONSTRUCŢII BIBLIOTECA